



**Cláudia Rodrigues Carvalho**

Licenciada

## **Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Arco da Rua Augusta**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil  
- Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismaşiu,  
Professor Associado, FCT/UNL

Co-orientador: Professor Doutor Filipe Amarante dos Santos,  
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio

Arguente: Professor Doutor José Nuno Varandas da  
Silva Ferreira

Vogal: Professor Doutor Corneliu Cismaşiu



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Novembro, 2015**



### **Análise da vulnerabilidade sísmica do Arco da Rua Augusta**

Copyright © Cláudia Rodrigues Carvalho, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



*Aos meus queridos pais, José Maria e Maria Celeste.*



# Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Corneliu Cismaşiu, pela paciência, disponibilidade e conhecimentos oferecidos. A sua ajuda e orientação foi crucial no decorrer e na realização deste trabalho.

Gostaria igualmente de agradecer ao meu coorientador, Professor Doutor Filipe Santos pelo importante contributo na realização deste trabalho.

Ao Professor Doutor Alex H. Barbat e ao Doutor Yeudy F. Vargas, da Universidade Politécnica da Catalunha, quero agradecer a maneira simpática com que me receberam em Barcelona, a sua disponibilidade e preciosa ajuda. Todas as sugestões e toda a informação fornecida por eles foi extremamente importante para a conceção deste trabalho.

Quero deixar um agradecimento especial para os meus pais, Celeste e José Maria, ao meu irmão e cunhada José Alberto e Rosa, às minha sobrinhas Elisa e Ana, pelas chatices e malandrices que causei mas sobretudo pelo apoio, carinho e incentivo que me deram para alcançar este objetivo. Aos tios e primos que me ajudaram e apoiaram nas fases menos boas deste meu percurso, a eles agradeço o seu carinho.

Aos meus amigos e colegas, aos que estão presentes diariamente e aos que estão mais distantes, quero agradecer as palavras de incentivo e de força que me deram nos momentos mais difíceis desta jornada. Os bons momentos que passei com eles jamais serão esquecidos.

De uma forma geral, quero agradecer a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para que este sonho se tornar-se possível.





# Resumo

---

Em Portugal grande parte dos edifícios históricos antigos são constituídos por alvenaria de pedra. Este género de construção é particularmente vulnerável a ações de natureza dinâmica, nomeadamente a ações sísmicas. O estudo da vulnerabilidade sísmica destes edifícios permite estimar os níveis de dano expectáveis, aquando da ocorrência de um sismo e apoiar o desenvolvimento de técnicas de reforço que permitam evitar o colapso dos mesmos.

O objetivo principal do presente estudo é avaliar a vulnerabilidade sísmica do arco da rua Augusta em Lisboa, perante um evento sísmico regulamentar, utilizando um programa de cálculo comercial especializado que permite a utilização de análises dinâmicas não lineares.

Numa primeira fase procedeu-se à identificação modal do arco, com recurso a ensaios de vibração ambiental. Os resultados destes ensaios de caracterização dinâmica foram utilizados para calibrar o modelo numérico, o qual foi desenvolvido no programa de cálculo *Extreme Loading for Structures*, baseado no Método dos Elementos Aplicados.

O modelo numérico foi utilizado, numa segunda fase, para avaliar a vulnerabilidade sísmica do arco. Uma análise preliminar *pushover* permitiu obter a curva de capacidade da estrutura, que por sua vez, possibilita a definição dos limites de um conjunto de estados de dano considerados relevantes para o arco. Subsequentes análises sísmicas não lineares e a definição de curvas de fragilidade, permitem estimar os níveis de dano prováveis para vários níveis de ação sísmica e concluir sobre a vulnerabilidade sísmica do Arco da Rua Augusta perante um cenário sísmico regulamentar.

**Palavras-chave:** Identificação modal, Análise sísmica não linear, Método dos Elementos Aplicados, Vulnerabilidade sísmica

---



# Abstract

---

In Portugal, the majority of the ancient historical buildings are made of masonry. This type of constructions is particularly vulnerable to dynamic loading and specially earthquakes. Studying their seismic vulnerability allows to estimate the level of potential damage occurring during an earthquake and to support the development of strengthening techniques designed to avoid their collapse.

The main objective of the present study is to assess the seismic vulnerability of the Rua Augusta Arch in Lisbon during of a design earthquake, using specialized commercial program, able to perform nonlinear dynamic analyses.

In a first stage, a set of ambient vibration tests were performed, allowing the modal identification of the Arch. The results of this dynamic characterization tests were used to calibrate the numerical model developed using the *Extreme Loading for Structures* computational program, which is based on the Applied Element Method.

The calibrated numerical model was used, in a second stage, to assess the seismic vulnerability of the Arch. A preliminary pushover analysis yield the definition of the structure capacity curve which allows to define the limits for a series of damage levels, considered relevant for the Arch. Subsequent nonlinear seismic analyses and the definition of fragility curves are used to estimate the expected level of damage for several levels of seismic action and to conclude regarding the seismic vulnerability of the Arch in the case of a design earthquake.

**Keywords:** Non-linear seismic analysis, Modal analysis identification, Applied Elements Method, Seismic vulnerability

---



# Índice de Matérias

Copyright	iii
Agradecimentos	vii
Resumo	ix
Abstract	xi
Índice de Figuras	xvii
Índice de Tabelas	xxi
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxiii
<b>Capítulo 1</b>	<b>1</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Organização da Dissertação	4
<b>Capítulo 2</b>	<b>7</b>
<b>2 Estado da Arte</b>	<b>7</b>
2.1 Considerações Gerais	7
2.2 Igreja de Santa Maria, Belém	7
2.3 Torre da Universidade de Coimbra, Coimbra	10
2.4 Catedral de Monza, Itália	12
<b>Capítulo 3</b>	<b>15</b>
<b>3 Análise Modal</b>	<b>15</b>
3.1 Análise Modal Experimental	15
3.1.1 Considerações Gerais	15
3.1.2 Identificação Modal Determinística	17

3.1.3	<i>Identificação Modal Estocástica</i> .....	19
3.2	Atualização de Modelos Numéricos .....	24
<b>Capítulo 4</b> .....		<b>27</b>
<b>4</b>	<b>Modelação em Elementos Aplicados</b> .....	<b>27</b>
4.1	Considerações Gerais.....	27
4.2	MEA no Extream Loading for Structures .....	27
4.2.1	<i>Considerações Gerais</i> .....	28
4.2.2	<i>Aplicação do MEA</i> .....	30
4.2.3	<i>Propriedades dos Materiais</i> .....	34
4.2.4	<i>Modelo de Materiais e Critérios de Rotura</i> .....	36
4.2.5	<i>Contacto de Elementos</i> .....	37
4.2.6	<i>Opções de Carregamento</i> .....	40
4.2.7	<i>Condições de Fronteira</i> .....	41
4.2.8	<i>Análise</i> .....	41
<b>Capítulo 5</b> .....	Erro! Marcador não definido.	
<b>5</b>	<b>Caso de Estudo: Arco da Rua Augusta, Lisboa</b> .....	<b>43</b>
5.1	Enquadramento Histórico.....	43
5.2	Descrição da Estrutura.....	45
5.2.1	<i>Geometria</i> .....	45
5.2.2	<i>Material Utilizado</i> .....	47
5.3	Ensaios de Caracterização Dinâmica do Arco da Rua Augusta.....	48
5.3.1	<i>Equipamentos de Medição da Resposta Estrutural</i> .....	48
5.3.2	<i>Descrição dos Ensaios</i> .....	51
5.4	Identificação Modal Utilizando o ARTeMIS .....	53
5.4.1	<i>Considerações Gerais</i> .....	53
5.4.2	<i>Software ARTeMIS</i> .....	54
5.4.3	<i>Resultados do Software ARTeMIS</i> .....	57
5.5	Descrição da Modelação.....	63
5.5.1	<i>Materiais e Propriedades</i> .....	63
5.5.2	<i>Modelação da Estrutura</i> .....	63
5.5.3	<i>Validação do Modelo Numérico</i> .....	71
<b>6</b>	<b>Análise Sísmica Não Linear</b> .....	<b>77</b>
6.1	Considerações Gerais.....	77
6.2	Caracterização da Ação Sísmica.....	78
6.2.1	<i>Formulação da Ação Sísmica do Arco da Rua Augusta</i> .....	83

6.3	Avaliação da Capacidade Estrutural Considerando a Análise Não Linear.....	
	.....86	
6.3.1	<i>Análise Estática Não Linear</i> .....	86
6.3.2	<i>Análise Dinâmica Não linear</i> .....	98
<b>7</b>	<b>Conclusões e Trabalhos Futuros .....</b>	<b>105</b>
7.1	Conclusão .....	105
7.2	Desenvolvimento de Trabalhos Futuros .....	106
<b>Apêndice A</b>	<b>.....</b>	<b>115</b>
A.1	Determinação da Curva de Capacidade .....	115
A.2	Conversão da Curva de Capacidade em Espectro de Capacidade .....	116
A.3	Idealização Bilinear .....	118
A.4	Definição dos Estados de Dano .....	119
A.5	Curvas de Fragilidade.....	120
A.6	Determinação do Deslocamento Espectral Esperado para Determinada Ação Sísmica.....	123





## Lista de Figuras

1.1: Mapa isossista do sismo de 1755 .....	2
2.1: Igreja de Santa Maria no Mosteiro dos Jerónimos, Belém: (a) Metade do Corte transversal; (b) Abóbada da parte superior do coro; (c) Aspeto das três naves.....	8
2.2: Pontos de medição.....	8
2.3: Modos de vibração campanha experimental EFDD: (a) 1º modo com 3.7 Hz; (b) 2º modo com 5.1 Hz .....	9
2.4: Modos de vibração modelação: (a) 1º modo com 3.79 Hz; (b) 4º modo com 5.34 Hz .....	9
2.5: Aspetos da resposta à ação sísmica do pilar central Norte da nave: (a) reação vertical; deslocamentos transversais (y) no fuste .....	10
2.6: Torre da Universidade de Coimbra .....	10
2.7: Modelo de elementos finitos no software ADINA .....	11
2.8: Identificação dos picos do espectro .....	11
2.9: Modos de vibração .....	12
2.10: Torre da Catedral Monza, Itália .....	12
2.11: (a) Plano de instrumentação dos sensores; Aceleração no mesmo ponto induzida por: (b) microsismos e vento; (c) balanço dos sinos .....	13
2.12: Modos de vibração identificados em 2007. ....	13
3.1: Equipamentos de Identificação Modal determinística: (a) Martelo de Impulso; (b) Dispositivo de Excitação de Impulsos em Pontes; (c) Agitador Eletrodinâmico com mais de três células de carga; (d) Vibrador de Massa Excêntrica.....	18
3.2: Equipamentos de identificação modal: (a) Sensor de velocidade; (b) Sistema de Aquisição de Dados (c) Sensor de velocidade + sistema de aquisição de dados.....	20
4.1: Componentes do software ELS.....	28
4.2: Comparação entre métodos numéricos .....	29
4.3: MEA, Modelação da estrutura.....	30

4.4: Elementos do ELS.....	31
4.5: Transição do tamanho dos elementos.....	31
4.6: Precaução requerida para assegurar uma correta criação da matriz de ligação.....	33
4.7: Ligação parcial de elementos.....	33
4.8: Módulo de Young .....	34
4.9: Módulo de distorção .....	35
4.10: Deformação de separação .....	35
4.11: Modelação de paredes de alvenaria no ELS.....	36
4.12: Comportamento dos elementos de betão após fissuração.....	37
4.13: Contacto canto com face .....	38
4.14: Contacto bordo com bordo .....	38
4.15: Contacto canto com solo .....	38
4.16: Relação carga-deslocamento das molas de contacto nas condições de carga e descarga .....	39
5.1: Arco da Rua Augusta, Lisboa.....	44
5.2: Arte escultural, Arco da Rua Augusta, Lisboa .....	44
5.3: Alçados do Arco da Rua Augusta.....	46
5.4: Plantas de Piso do Arco da Rua Augusta.....	46
5.5: Plantas de Piso do Arco da Rua Augusta.....	47
5.6: Sistema de monitorização SYSCOM.....	50
5.7: Princípio do funcionamento de um sensor de velocidade .....	50
5.8: Pontos Instrumentados no setup 1 .....	51
5.9: Pontos Instrumentados no setup 2.....	52
5.10: Fotografias da campanha experimental setup 1 .....	53
5.11: Fotografias da campanha experimental setup 2.....	53
5.12: ARTeMIS Estrutura Simplificada .....	54
5.13: Registo de velocidades obtidas nas três direcções ortogonais, leitura 1 geofone 1.....	56
5.14: ARTeMIS localização dos registos de velocidade da leitura 1 e leitura 2.....	56
5.15: ARTeMIS localização dos registos de velocidade da leitura 3 e leitura 4.....	56
5.16: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 1 combinada com leitura 3..	57
5.17: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 1 combinada com leitura 4..	57
5.18: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 2 combinada com leitura 3..	58
5.19: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 2 combinada com leitura 4..	58
5.20: Modos obtidos pela técnica EFDD com combinação da leitura 1 com leitura 3: (a) 1º Modo- Transversal; (b) 2º Modo- Longitudinal; (c) 3º Modo- Torção; (d) 4º Modo-Distorção .....	62
5.21: Modelação do arco da rua Augusta: Vista em 3D .....	65
5.22: Modelação do arco da rua Augusta: Corte Vertical nº1 .....	66
5.23: Modelação do arco da rua Augusta: Corte Vertical nº2.....	67
5.24: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº1: Sala do relógio .....	68
5.25: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº2: ao nível dos corpos laterais...	69
5.26: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº3: a meio dos corpos laterais.....	70
5.27: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº4: Base do arco. ....	71

5.28: Comparação gráfica entre frequências .....	74
6.1: Esquema de geração acelerogramas artificiais a partir de espectros de potência: (a) Espectro de potências, dividido em bandas .....	81
6.2: Esquema de geração acelerogramas artificiais a partir de espectros de potência: (b) Função harmónica associada ao sinal n; (c) Função harmónica, associada ao sinal m; (d) Sinal artificial .....	81
6.3: Funções envolventes: (a) Modelo constante; (b) Modelo de Hou (1968); (c) Modelo de Liu (1969); Modelo de Jennings (1968) .....	82
6.4: Espectro de resposta elástico regulamentar da ação sísmica .....	84
6.5: Densidade espectral de potência de aceleração.....	84
6.6: Acelerograma gerado artificialmente.....	85
6.7: Espectro de resposta regulamentar vs Espectro de resposta calculado .....	85
6.8: Espectro de resposta compreendido entre 0.2T1 e 2T1 .....	86
6.9: Calibração da curva de capacidade do arco da rua Augusta .....	88
6.10: Curva de capacidade do arco da rua Augusta .....	88
6.11: Idealização bilinear da curva de capacidade do arco da rua Augusta.....	89
6.12: Estado de dano ds1 .....	91
6.13: Estado de dano ds2 .....	92
6.14: Estado de dano ds3 .....	93
6.15: Estado de dano ds4 .....	94
6.16: Curvas de fragilidade do arco da Rua Augusta.....	98
6.17: Resposta máxima da estrutura para um dado PGA .....	99
6.18: Danos sofridos pelo arco para um PGA de 0.25 g .....	100
6.19: Danos sofridos pelo arco para um PGA de 0.35 g .....	101
6.20: Danos sofridos pelo arco para um PGA de 0.5 g .....	102
6.21: Danos sofridos pelo arco para um PGA de 0.65 g .....	103
6.22: Diagrama de deslocamentos para um PGA de 0.25 g .....	103
A.1: Esquema representativo da curva de capacidade .....	115
A.2: Modelo estrutural e modelo de massas concentradas representativo .....	116
A.3: Modelo fundamental de um sistema de múltiplos graus de liberdade e o sistema de um grau de liberdade equivalente .....	117
A.4: Representação do espectro de capacidade.....	118
A.5: Representação do espectro de capacidade e respetiva idealização bilinear .....	119
A.6: Representação gráfica das curvas de fragilidade .....	120
A.7: Representação gráfica do ponto de desempenho da estrutura: (a) Método de aproximação linear equivalente; (b) Método que considera a ductilidade da estrutura .....	123
A.8: Forma bilinear para o ponto selecionado como primeiro passo de iteração .....	124
A.9: Ponto de cruzamento entre espectro de demanda reduzido e o espectro de capacidade.....	125
A.10: Ponto de capacidade por demanda .....	126



# Lista de Tabelas

4.1: Comparação de elementos de ligação entre o <i>MEF</i> e o <i>MEA</i> .....	32
5.1: Propriedades do Calcário de Lioz .....	48
5.2: Descrição do equipamento SYSCOM .....	49
5.3: Tabela de Leituras.....	52
5.4: ARTeMIS Localização dos Pontos de Medição da Estrutura Simplificada .....	55
5.5: Frequências e amortecimentos leitura 1 combinada com leitura 3.....	58
5.6: Frequências e amortecimentos leitura 1 combinada com leitura 4.....	59
5.7: Frequências e amortecimentos leitura 2 combinada com leitura 3.....	59
5.8: Frequências e amortecimentos leitura 2 combinada com leitura 4.....	59
5.9: Matriz MAC comparação entre Leituras (L1+L3; L1+L4).....	60
5.10: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L3; L2+L3).....	60
5.11: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L3; L2+L4).....	61
5.12: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L4; L2+L3).....	61
5.13: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L4; L2+L4).....	61
5.14: Matriz MAC comparação entre leituras (L2+L3; L2+L4).....	61
5.15: Matriz MAC comparação entre análise experimental e análise numérica pré-calibração .	73
5.16: Matriz MAC comparação entre análise experimental e análise numérica pós-calibração .	73
5.17: Cálculo do erro relativo entre frequências pré-calibração .....	73
5.18: Cálculo do erro relativo entre frequências .....	74
6.1: Classificação dos estados de dano de edifícios em alvenaria de pedra de acordo com Hazus .....	78
6.2: Caracterização ação sísmica horizontal, para o arco da rua Augusta.....	83
6.3: Descrição dos danos, nos vários estados de dano, do arco da rua Augusta .....	90
6.4: Tabela largura de fendas, com base num medidor de fendas .....	91
6.5: Valores limite dos estados de dano.....	95
6.6: Distribuição de probabilidade binomial do dano sísmico .....	96
6.7: Valores limite dos estados de dano corrigidos; desvio padrão das curvas de fragilidade ...	97



# Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

## Abreviaturas

CF	Curva de Fragilidade
EC0	Eurocódigo 0
EC8	Eurocódigo 8
EF	Elementos Finitos
ELS	Extream Loading for Structures
GEO	Geofone
GDL	Graus de Liberdade

## Siglas

ARMAV	Auto-Regressivo de Média Móvel Vetorial
ARV	Auto-Regressivo Vetorial
BFD	Basic Frequency Decomposition
EFDD	Enhanced Frequency Domain Decompositions
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FDD	Frequency Domain Decomposition
FTT	Fast Fourier Transform
IFFT	Inverse Fast Fourier Transform
MAC	Modal Assurance Criterion
MEA	Método de Elementos Finitos
MEF	Método de Elementos Aplicados
SSI-DATA	Stochastic Subspace Decomposition
SVD	Singular Value Decomposition
UNL	Universidade Nova de Lisboa

**Símbolos**

$\sigma$	Tensão
$\phi$	Vetores próprios do sistema (componentes modais)
$\gamma$	Peso Volúmico
$\mu$	Dutibilidade Última
$\omega$	Frequência própria da estrutura obtida no modelo computacional
$\bar{\omega}$	Frequência própria da estrutura obtida por medições in situ
$\xi$	Coefficiente de amortecimento
E	Modulo de Elasticidade
G	Modulo Distorcional
K	Rigidez
M	Massa
W	Peso
v	Coefficiente de Poisson



# Capítulo 1

## 1 Introdução

### 1.1 Considerações Gerais

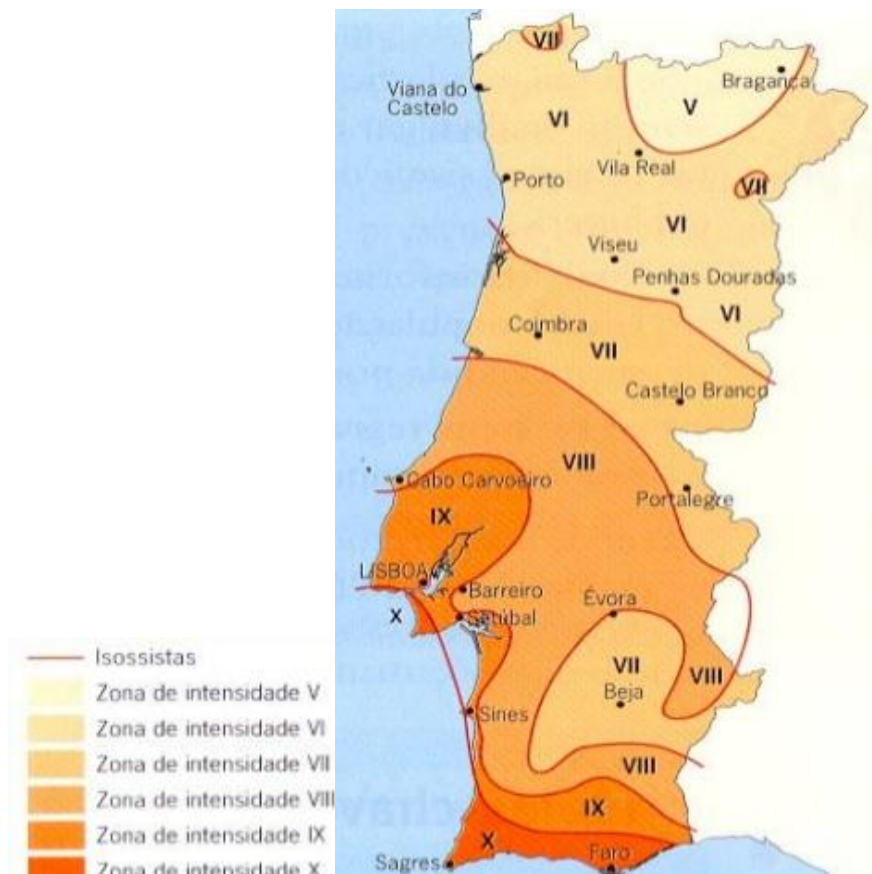
Em Portugal existe um vasto legado de construções em alvenaria de pedra e são inúmeros os edifícios históricos construídos com recurso a este material. Esta construção consiste na sobreposição de blocos pedra natural, com forma regular ou irregular, ligadas entre si por argamassas. Embora estes edifícios apresentem um bom comportamento face aos esforços de compressão, cargas de natureza vertical, quando sujeitos a esforços de tração e de corte a sua resistência baixa consideravelmente. Deste modo, o seu desempenho relativamente a ações horizontais é condicionante. Além disso, muitos destes edifícios foram projetados sem qualquer estudo do seu comportamento relativamente a ações dinâmicas.

Segundo o ponto 2.3 da NP EN 1990, edifícios históricos apresentam um tempo de vida útil de 100 anos, o qual define o tempo mínimo que a estrutura deverá manter-se em serviço. Em Lisboa, por exemplo, a maioria desses edifícios encontra-se numa situação em que o seu período de vida útil já foi largamente ultrapassado, o que torna pertinente perceber: o que irá acontecer com eles quando sujeitos a um evento sísmico.

A caracterização do desempenho sísmico destes edifícios é uma tarefa complexa, envolvendo a consideração de uma série de parâmetros, tais como: as propriedades mecânicas dos materiais não lineares, a geometria da estrutura, a ligação entre elementos estruturais e o seu estado de conservação.

Em função do seu enquadramento geodinâmico, Portugal é um país que apresenta risco sísmico moderado. Na área metropolitana de Lisboa verifica-se a existência de uma atividade sísmi-

ca com intensidade elevada, ainda que, com grandes períodos de retorno. O sismo ocorrido a 1 de novembro de 1755 é exemplo disso, considerado o maior sismo de que há notícia histórica em Portugal. Este sismo com epicentro no mar, originado pelo movimento entre as placas euro-asiática e africana, apresentou elevada intensidade sísmica, figura 1.1, causando praticamente a destruição total da cidade de Lisboa, (Prociv 2014).



**Figura 1.1: Mapa isossista do sismo de 1755 (NPC 2014)**

Posto isto, é de grande importância a consideração de documentos normativos que ajudem a minimizar os danos dos edifícios quando sujeitos a ações sísmicas. O aparecimento destes documentos teve origem na década de 60 do século XX, tendo sido constantemente melhorados ao longo do tempo, (Costa, A., P., N. Campos, 1993). Nos dias de hoje, a NP EN 1998-1:2010 é a norma utilizada no projeto de estruturas para resistência sísmica. Esta norma faz parte de um regulamento Europeu, que trata aspetos relacionados com projeto de estruturas, isto é, segurança, dimensionamento e pormenorização das mesmas.

Contudo, a aplicação destes documentos normativos é relativamente recente, o que significa que muitos dos edifícios históricos existentes foram construídos anteriormente à sua aplicação, levando à necessidade da realização de um estudo do seu comportamento dinâmico. Com os avanços tecnológicos e informáticos atuais é cada vez mais fácil fazê-lo, tendo em conta a existência de ferramentas de cálculo sofisticadas e poderosas é possível o desenvolver modelos matemáticos, geralmente em elementos finitos, capazes de reproduzir comportamentos complexos.

Em edifícios existentes nem sempre é fácil a definição do modelo numérico a considerar, visto que muitas das vezes o projeto utilizado na construção encontra-se desatualizado ou indisponível. Nestes casos, é exigido um estudo prévio do edifício feito através de ensaios de identificação modal, que posteriormente irá auxiliar a calibração do modelo matemático.

Um modelo numérico da estrutura devidamente calibrado, permite reproduzir de forma fidedigna o seu comportamento estrutural. Em estruturas sujeitas a ações sísmicas, a reprodução do seu comportamento não linear permite a análise da sua vulnerabilidade sísmica, importante na avaliação do seu desempenho sísmico da estrutura e na identificação de possíveis danos sofridos pela mesma.

A vulnerabilidade sísmica de uma estrutura está intimamente relacionada com as características do seu sistema estrutural e com a tipologia construtiva adotada. A influência destes fatores assume particular importância no caso de construções mais antigas, onde a ação sísmica não foi considerada de forma adequada, (Codices, M., J., 2015).

Assim sendo, o trabalho aqui apresentado pretende contribuir para o estudo do risco sísmico existente em Portugal nomeadamente, em monumentos históricos em alvenaria de pedra.

## 1.2 Objetivos

A presente dissertação propõe compreender o comportamento dinâmico e analisar a vulnerabilidade sísmica do arco da rua Augusta, situado na cidade de Lisboa.

Na primeira parte do trabalho, pretende-se realizar uma identificação modal do arco, através de uma campanha experimental de ensaios de vibração ambiental, para aquisição dos modos de vibração naturais e frequências da estrutura. A identificação destes modos e frequências permite a caracterização dinâmica do arco, com o objetivo de calibrar e validar o modelo numérico realizado à *posteriori*.

A construção do modelo numérico do arco foi realizada de acordo com um levantamento efetuado no âmbito de uma intervenção estrutural recente, através de um programa de cálculo não linear, *Extreme Loading for Structures*, baseado no Método dos Elementos Aplicados. Esta ferramenta de cálculo, em conjunto com a identificação modal realizada em campanha experimental, permite a execução de um modelo numérico fidedigno da estrutura real.

Numa segunda fase, procura-se caracterizar a vulnerabilidade sísmica do arco da rua Augusta, estimando eventuais danos sofridos pela estrutura quando sujeita a um evento sísmico. Através de uma análise estática não linear, análise *pushover*, determinou-se a curva de capacidade do arco, permitindo definir a sua vulnerabilidade sísmica recorrendo à definição dos estados de dano da estrutura. Esta vulnerabilidade sísmica é identificada através do cálculo de probabilidade de dano no arco, para um determinado evento sísmico, com recurso a curvas de fragilidade.

## 1.3 Organização da Dissertação

A estrutura adotada na construção do presente trabalho assenta em 4 capítulos, além deste primeiro capítulo de introdução e do capítulo final das conclusões, resumidos em seguida:

Capítulo 1, Introdução- Onde é efetuada uma abordagem global do assunto estudado na presente dissertação;

Capítulo 2, Análise Modal- São descritos neste capítulo, os vários tipos de ensaios de medição de resposta dinâmica bem como as várias técnicas utilizadas na aquisição dessa resposta, permitindo a caracterização modal de estruturas;

Capítulo 3, Estado da Arte- Apresentação de vários casos de estudo, onde são aplicadas as várias metodologias consideradas na presente dissertação.

Capítulo 4, Caso de Estudo- O capítulo é iniciado com um breve enquadramento histórico e descrição do arco da rua Augusta. Seguidamente é descrita a campanha experimental, onde são obtidos os parâmetros dinâmicos do arco utilizados para a calibração do modelo numérico criado com o auxílio do programa de cálculo automático, *Extreme Loading for Structures*.

Capítulo 5, Análise da vulnerabilidade sísmica - Neste capítulo é feita a análise do comportamento e da vulnerabilidade sísmica do arco da rua Augusta.

Capítulo 6, Conclusões- Apresentação das principais conclusões adquiridas na realização deste estudo e sugestão de trabalhos futuros.



## **Capítulo 2**

## **2 Estado da Arte**

### **2.1 Considerações Gerais**

O estudo e a caracterização do comportamento dinâmico de construções históricas, apresenta grande complexidade. A dificuldade desta caracterização deve-se geralmente, à falta de informação do tipo de construção e do material utilizado. As características mecânicas e os processos de degradação natural dos materiais tornam estas estruturas particularmente vulneráveis.

Por norma, a caracterização destas construções não é possível sem a realização de um estudo prévio da sua informação histórica e da realização de análises experimentais e numéricas à estrutura.

No presente capítulo pretende-se descrever de forma breve alguns trabalhos realizados em Portugal e no mundo, publicados na bibliografia da especialidade, onde foram aplicadas as várias metodologias apresentadas na presente dissertação.

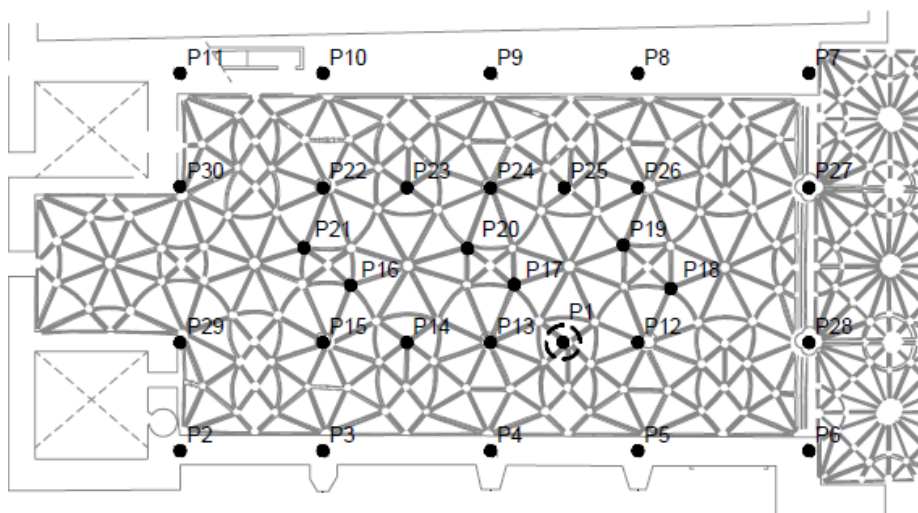
### **2.2 Igreja de Santa Maria, Belém**

A igreja de Santa Maria em Belém é um dos exemplos de estruturas históricas, figura 2.1, onde foi realizado o estudo e a caracterização do seu comportamento dinâmico, (Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P. 2007).



**Figura 2.1:** Igreja de Santa Maria no Mosteiro dos Jerónimos, Belém: (a) Metade do Corte transversal; (b) Abóbada da parte superior do coro; (c) Aspeto das três naves, (Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P. 2007)

Este estudo consistiu: na realização da caracterização da ação sísmica, para a geração artificial de acelerogramas; identificação dinâmica da estrutura, figura 2.2 e figura 2.3; realização de ensaios de caracterização mecânica dos materiais e elementos estruturais; desenvolvimento de modelos numéricos posteriormente calibrados pelos ensaios experimentais, figura 2.4; e finalmente na realização de análises não lineares, no domínio do tempo, para diferentes níveis de perigosidade sísmica.



**Figura 2.2:** Pontos de medição, (Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P. 2007)



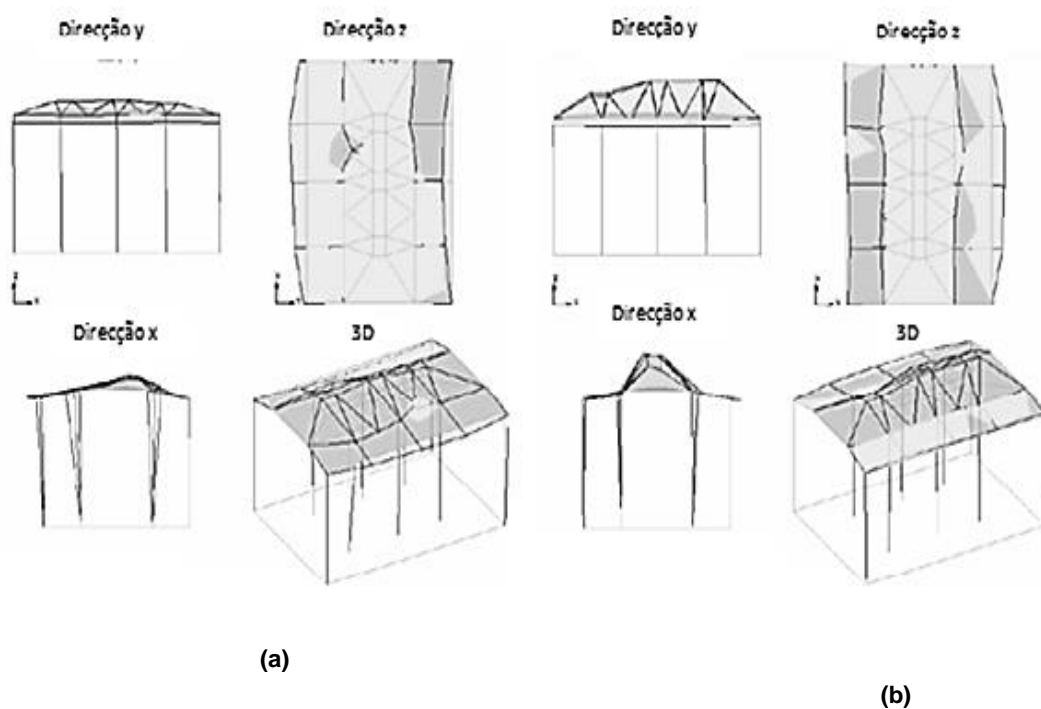


Figura 2.3: Modos de vibração campanha experimental EFDD: (a) 1º modo com 3.7 Hz; (b) 2º modo com 5.1 Hz, (Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P. 2007)

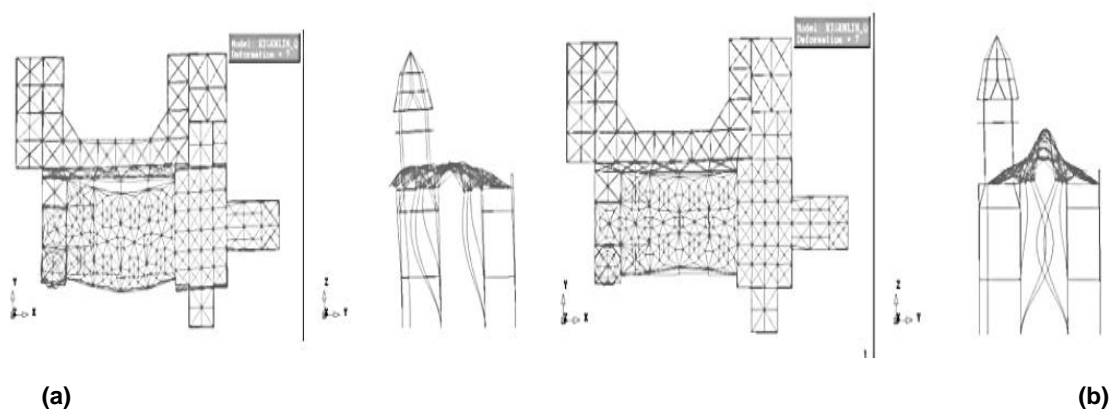
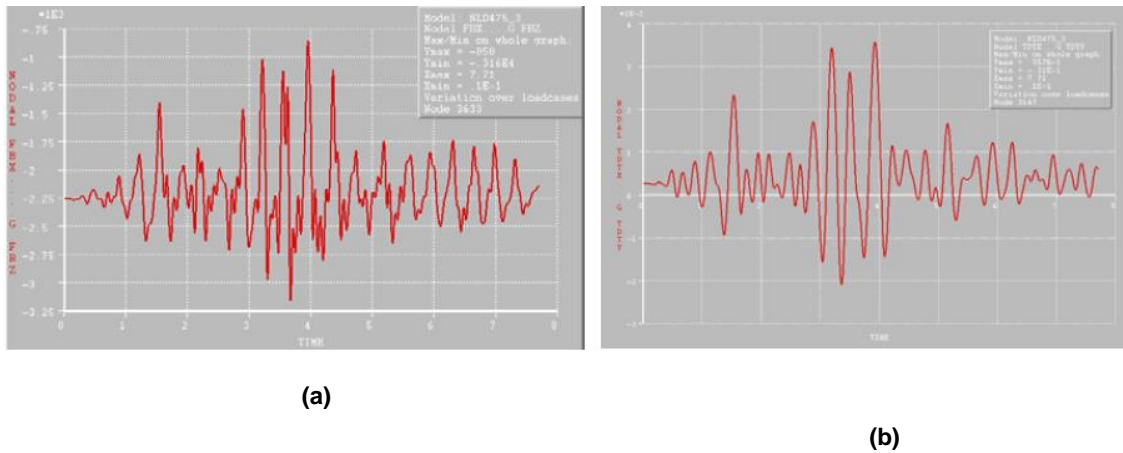


Figura 2.4: Modos de vibração modelação: (a) 1º modo com 3.79 Hz; (b) 4º modo com 5.34 Hz, (Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P. 2007)

De acordo com os resultados das análises efetuadas, para um cenário sísmico de 475 anos de período de retorno, a Igreja de Santa Maria em Belém ficará sob importantes estados de tensão e fendilhação, não sendo expectável a sua ruína parcial ou global, figura 2.5.



**Figura 2.5: Aspectos da resposta à ação sísmica do pilar central Norte da nave: (a) reação vertical; deslocamentos transversais (y) no fuste, (Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P. 2007)**

## 2.3 Torre da Universidade de Coimbra, Coimbra

Um outro exemplo de interesse é o caso da torre da Universidade de Coimbra, figura 2.6. Neste trabalho é apresentado um estudo realizado para avaliar de uma forma rápida a integridade estrutural da torre, (Júlio, E., N., et al., 2008).



**Figura 2.6: Torre da Universidade de Coimbra, (Júlio, E., N., et al., 2008)**

Este estudo consistiu na criação de um modelo em elementos finitos da torre, no *software* ADINA, figura 2.7, calibrado com dados obtidos a partir de ensaios de vibração ambiental, figura 2.8 e 2.9.

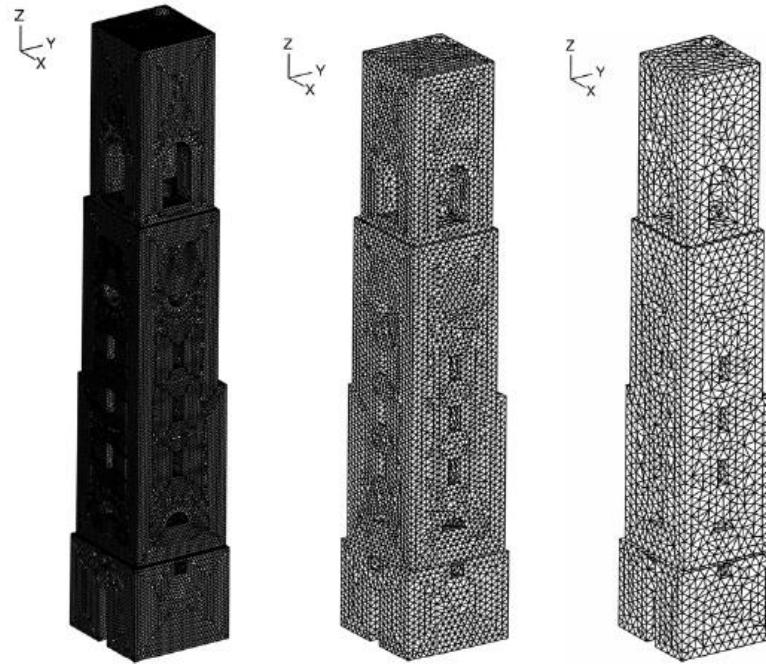


Figura 2.7: Modelo de elementos finitos no software ADINA, (Júlio, E., N., et al., 2008)

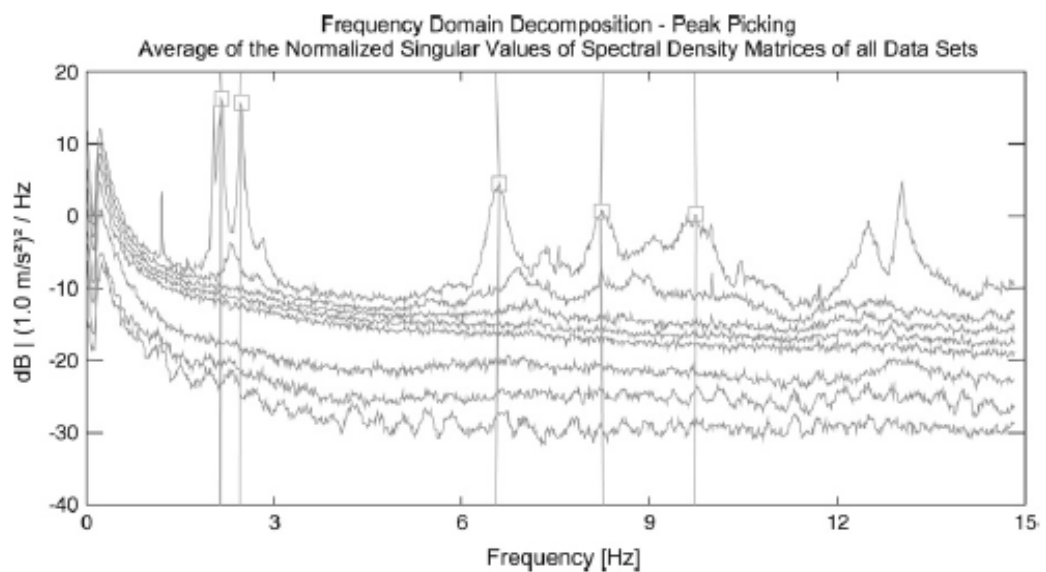
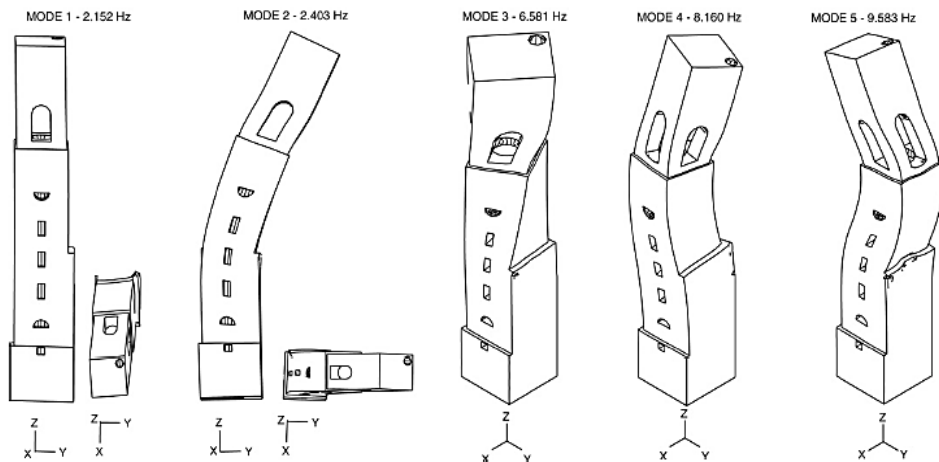


Figura 2.8: Identificação dos picos do espectro, (Júlio, E., N., et al., 2008)



**Figura 2.9: Modos de vibração, (Júlio, E., N., et al., 2008)**

Os resultados obtidos neste estudo não identificaram a existência de problemas estruturais, permitindo concluir que a identificação modal é uma técnica rápida e fiável na avaliação estrutural deste tipo de construção.

## 2.4 Catedral de Monza, Itália

A Catedral de Monza, em Itália, que data do século XVII, figura 2.10, é outro exemplo onde foram realizados testes de vibração ambiental, para avaliar as suas características dinâmicas sob diferentes níveis de excitação ambiental: vento fraco, microssismos e balanço dos sinos, (Gentil, C., and Saisi, A., 2012).



**Figura 2.10: Torre da Catedral Monza, Itália(Gentil, C., and Saisi, A., 2012)**

Os ensaios consistiram na montagem de um sistema de monitorização dinâmica, composto por três acelerómetros de alta sensibilidade, figura 2.11, instalados no interior da torre durante vários meses, com o principal objetivo de investigar a variação de frequências naturais e modos de vibração, figura 2.12.

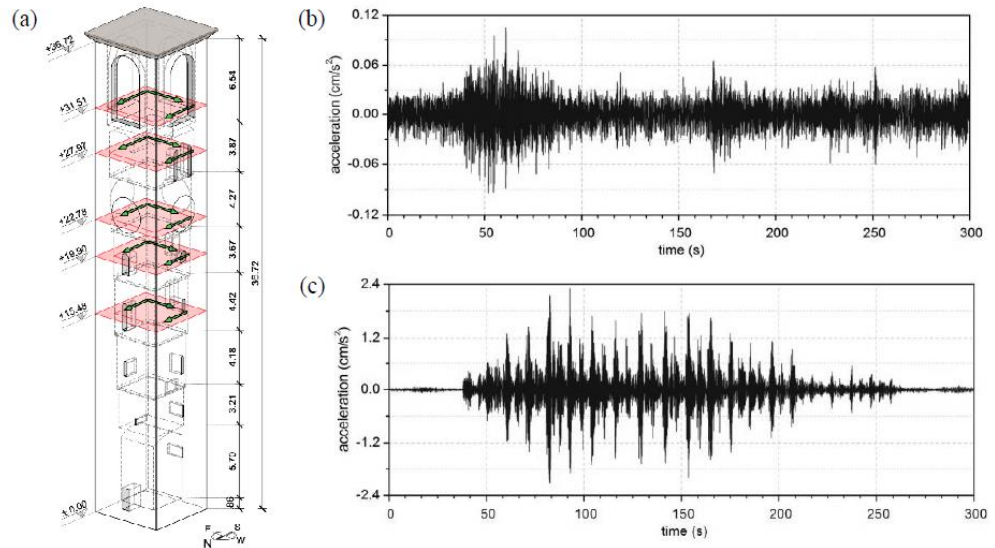


Figura 2.11: (a) Plano de instrumentação dos sensores; Aceleração no mesmo ponto induzida por: (b) microssismos e vento; (c) balanço dos sinos (Gentil, C., and Saisi, A., 2012).

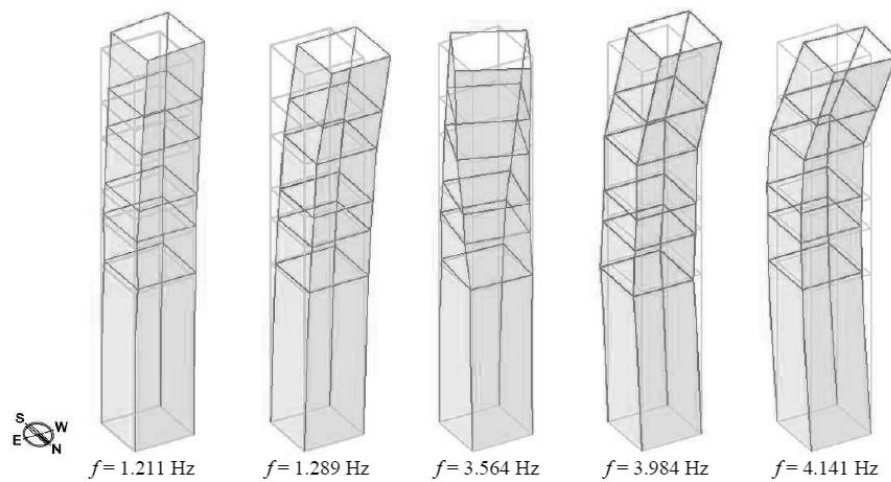


Figura 2.12: Modos de vibração identificados em 2007, (Gentil, C., and Saisi, A., 2012).

Estes ensaios permitiram concluir que mesmo para níveis de vibração ambiental muito baixos, a análise modal e os ensaios de vibração ambiental, são ferramentas eficazes para a identificação modal em estruturas de alvenaria.

## **Capítulo 3**

### **3 Análise Modal**

Ao longo dos anos a Engenharia Civil tem vindo a desenvolver estruturas cada vez mais complexas. Esta evolução estrutural levou à necessidade do desenvolvimento de novas técnicas que permitissem uma identificação mais precisa das suas propriedades estáticas e dinâmicas, como é o caso da análise modal.

A análise modal é uma técnica capaz de descrever uma estrutura por meio de parâmetros dinâmicos a partir de fenómenos vibratórios. Estes parâmetros são geralmente as frequências naturais, o amortecimento e os modos de vibração.

A aquisição destes parâmetros é importante quando se pretende a realização de um modelo numérico fidedigno da estrutura, capaz de representar o seu comportamento dinâmico.

#### **3.1 Análise Modal Experimental**

##### **3.1.1 Considerações Gerais**

Na identificação modal, a descrição da estrutura é feita através de um conjunto de parâmetros dinâmicos, tais como: modos naturais de vibração, frequências e coeficientes de amortecimento.

Em Engenharia Civil, a análise experimental das características dinâmicas de estruturas tem interesse na validação dos modelos utilizados na avaliação do seu comportamento face a ações dinâmicas. A análise destes parâmetros não se limita ao estudo do efeito dessas ações, podendo também ser utilizada na caracterização global do estado de conservação das estruturas.

A maioria das técnicas de identificação modal desenvolvidas no domínio das engenharias, envolve a realização de ensaios com aplicação de forças controladas, as quais induzem uma resposta dinâmica adequada na estrutura. Contudo, em Engenharia Civil, devido à grande dimensão e complexidade das estruturas, este tipo de ensaios torna-se de difícil aplicação. Assim, em alternativa à utilização destes equipamentos, podem ser realizados ensaios em que apenas se mede a resposta estrutural devido às ações ambientais (tais como vento, tráfego, etc), (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

Assim, a excitação experimentada pela estrutura pode ser de várias origens, em função do ensaio utilizado. Na análise modal experimental existem três técnicas de ensaios principais, ensaios de vibração forçada, ensaios de vibração livre e ensaios de vibração ambiental.

- **Ensaio de vibração forçada**

Os ensaios de vibração forçada têm como base a aplicação de uma excitação controlada e conhecida na estrutura e respetiva medição da resposta, num ou vários pontos dessa estrutura. Uma vez que é possível medir as forças de excitação, relacionando as respostas medidas e essas forças, obtêm-se as Funções de Resposta em Frequência (FRF). A partir destas, e utilizando métodos de análise adequados, é possível determinar as características dinâmicas do sistema estrutural.

No entanto estes ensaios apresentam algumas desvantagens, como é o caso da necessidade de utilização de equipamentos pesados. Em estruturas de grandes dimensões torna-se extremamente difícil e dispendioso a utilização desses equipamentos, além, da necessidade de interrupção do seu normal funcionamento (como o caso das pontes onde é necessário a interrupção do tráfego), (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

- **Ensaio de vibração livre**

Neste tipo de ensaio a excitação resulta de uma deformação inicial, imposta à estrutura, que é retirada subitamente, deixando o sistema vibrar em regime livre. Geralmente, a deformação inicial é originada pela suspensão de uma massa, para posteriormente ser libertada, provocando a vibração livre da estrutura.



O interesse deste ensaio é a avaliação dos coeficientes de amortecimento da estrutura, já que a resposta máxima da estrutura é medida no instante inicial, correspondente à libertação da massa, diminuindo depois ao longo do tempo. A identificação do amortecimento modal é utilizado, geralmente, para estudar os possíveis efeitos de ressonância que pode afetar a integridade da estrutura, bem como a sua durabilidade a longo prazo (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

- **Ensaio de vibração ambiental**

A existência de estruturas cada vez maiores e mais complexas, torna difícil a aplicação de uma excitação controlada e com energia suficiente, que permita a aquisição dos modos de vibração mais importantes da estrutura, numa baixa gama de frequências. Os ensaios de vibração ambiental são os ensaios de mais fácil aplicação e os mais usados em Engenharia Civil, pois não necessitam de equipamentos pesados para excitar a estrutura.

Assim, a resposta dinâmica da estrutura é obtida através de excitações, não diretamente quantificáveis, provenientes das ações a que se encontra sujeita. Estas vibrações podem ser de origem ambiental e/ou provocada por situações de serviço e são medidas através de equipamentos adequados, (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

É necessário ter em conta algumas considerações específicas relativas a este tipo de ensaios. A elevada sensibilidade dos transdutores, a resolução adequada do sistema de aquisição de dados, a existência de um procedimento de ensaio adequado e os métodos de identificação modal, são algumas das exigências específicas a considerar.

Associados aos ensaios descritos anteriormente existem dois métodos de identificação modal utilizados, o determinístico e o estocástico.

### **3.1.2 Identificação Modal Determinística**

A identificação modal determinística consiste na estimativa de um conjunto de funções de resposta em frequência (FRF), através da aplicação de uma excitação mensurável e da resposta estrutural dinâmica correspondente. A excitação é induzida através de um impulso, com utilização de equipamentos pesados, variando consoante o tipo de estrutura a ser analisado.

A excitação induzida pelo impulso à estrutura é enviada para um analisador de sinais que permite obter uma função de resposta em frequência (FRF). Vários pontos de excitação e de resposta estrutural, combinados diferentemente ao longo da estrutura, permitem obter um conjunto de funções de resposta em frequência. A análise e processamento das FRF's são posteriormente concluídos aplicando métodos de identificação modal, permitindo a determinação dos parâmetros modais que caracterizam a estrutura, (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

Existe uma grande variedade de equipamentos geradores de impulsos, adequados aos diferentes tipos de estruturas existentes, como os indicados na figura 3.1.



**Figura 3.1: Equipamentos de Identificação Modal determinística: (a) Martelo de Impulso; (b) Dispositivo de Excitação de Impulsos em Pontes; (c) Agitador Eletrodinâmico com mais de três células de carga; (d) Vibrador de Massa Excêntrica, (Cunha, A., and Caetano, E., 2006)**

No que concerne à determinação da resposta dinâmica da estrutura, os equipamentos utilizados são geralmente acelerómetros, devido ao seu custo relativamente baixo e à sua alta sensibilidade.

Os dados adquiridos pelos acelerómetros são posteriormente transferidos para um computador, com recurso a um conversor A/D (analógico para digital), para posteriormente serem analisados e processados.

Os dados serão tratados com algoritmos da transformada rápida de Fourier (FFT) (Bergland, G. D., 1969), utilizando janelas de tempo apropriadas (por exemplo, Hanning) para minimizar a perda de informação, (Brown, D., D. and R. Allemang 1999), sendo finalmente obtidas as funções de resposta em frequência (FRF). A avaliação de FRF requer ferramentas apropriadas para a análise e processamento do sinal, designadas por analisadores de Fourier.

Existe uma grande variedade de métodos de identificação modal determinística, nos quais, a sua aplicação se baseia em FRF ou correspondentes funções de resposta de impulso (IRFs), as últimas obtidas pela inversa de Fourier (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

### **3.1.3 Identificação Modal Estocástica**

No caso de estruturas muito grandes e flexíveis a excitação forçada exige a utilização de equipamentos pesados, dispendiosos e que muitas vezes se encontram indisponíveis. Assim, para que a identificação seja feita de uma forma económica e por forma a evitar os inconvenientes descritos anteriormente, as forças de excitação, na identificação modal são de origem estocástica, isto é, as forças de excitação não são controladas nem medidas, sendo originadas por ações ambientais e/ou em ações de serviço (Cunha, A., and Caetano, E., 2006). Desta maneira, é possível identificar os parâmetros modais, sem medir a força de excitação, através da instalação de sensores (acelerómetros, geofones) que permitem a medição da resposta estrutural em menor tempo e com um custo mais baixo.

Os avanços tecnológicos em conversores A/D (analógico para digital), permitem medir com precisão níveis relativamente baixos de respostas dinâmicas, induzidas por excitações ambientais e de serviço da estrutura. Por esta razão, a identificação modal estocástica, tornou-se uma alternativa de grande importância no campo da análise modal. Esta identificação permite assim, a identificação dos parâmetros modais de grandes estruturas em fase de execução e durante a sua vida útil, sem interrupção das funções da estrutura, (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

#### **3.1.3.1 Equipamento e Testes de Procedimentos**

Para a realização de ensaios de identificação modal estocástica, é necessário ter em conta a sensibilidade e a capacidade de medição de movimentos extremamente pequenos dos sistemas estruturais, bem como da resposta adequada à gama de frequências em que se encontram os principais modos de vibração. Alguns desses equipamentos encontram-se convenientemente descritos em Rodrigues (2004).

Na medição da resposta das estruturas de Engenharia Civil devido às ações ambientais, existem dois requisitos importantes a serem satisfeitos pelos equipamentos utilizados na medição:

- Devem apresentar boa sensibilidade, traduzida pela capacidade de medir movimentos do sistema estrutural extremamente pequenos, por forma a extrair informação de interesse sobre as características dinâmicas do sistema, principalmente em sistemas estruturais mais rígidos;
- Devem apresentar uma resposta de frequência adequada a gama de frequências nas quais se encontram os principais modos de vibração da estrutura, isto é, devem ser dotados de uma boa resposta nas baixas frequências.

Os geofones, figura 3.2-(a), são aparelhos adequados à realização de medições de vibrações com baixas frequências, na ordem dos 0-50 Hz. Permitem a captação da resposta estrutural ambiental por meio de sensores de velocidade, dispostos ao longo da estrutura em diferentes pontos de medição. Os sinais analógicos captados por estes geofones são transmitidos e armazenados num sistema de aquisição de dados, figura 3.2-(b), com conversores A/D. A ligação entre equipamentos e o *software* controlador é estabelecida por meio de cabos elétricos.

Para atenuar o inconveniente relativo ao uso de cabos elétricos, podem ser utilizados sistemas de aquisição e processamento de dados sem fios, figura 3.2-(c). Este equipamento integra o sensor de velocidade e a unidade de aquisição de dados num único equipamento, alimentado por uma bateria. A vantagem deste equipamento em relação ao anterior é que a ligação entre o equipamento e o *software* controlador é estabelecida via *wireless*, evitando o uso de cabos adicionais.



**Figura 3.2: Equipamentos de identificação modal: (a) Sensor de velocidade; (b) Sistema de Aquisição de Dados (c) Sensor de velocidade + sistema de aquisição de dados, (SYSCOM Instruments)**

### 3.1.3.2 Métodos de Identificação Modal Estocástica

Após terem sido apresentados, nos pontos anteriores, alguns fundamentos da identificação modal estocástica e terem sido abordados aspetos relacionados com os equipamentos usados em ensaios de medição da resposta dinâmica de estruturas sujeitas à ação ambiental, serão abordados os diversos métodos de identificação modal, apropriados à análise da informação obtida através das ações ambientais.

Os métodos de identificação modal estocástica são métodos que recorrem à vibração ambiental para excitação da estrutura, sendo que, as forças de excitação não são medidas experimentalmente, ou seja, não são conhecidas sob um ponto de vista determinístico, levando à necessidade de assumir determinadas hipóteses quanto às características da sua origem.

É então assumido nestes métodos a hipótese de que as forças de excitação são idealizadas como um ruído branco Gaussiano de média nula (com densidade espectral constante). Uma vez assumida a hipótese anterior, é possível efetuar a identificação modal do sistema estrutural unicamente com base na análise da sua resposta. Estes métodos de identificação estocásticos, permitem que a estrutura fique sujeita a vários tipos de excitação e a uma larga gama de frequências, possibilitando a aquisição de um número significativo de modos de vibração. No entanto, os ensaios de medição de resposta de ações ambientais apresentam grandes quantidades de informação experimental, a qual necessita de ser processada com métodos de análise adequados, exigindo assim, meios de cálculo automático capazes de efetuar o seu processamento, (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

Os métodos de identificação estocásticos encontram-se divididos em dois grandes grupos: os métodos não paramétricos e os métodos paramétricos. Os primeiros são desenvolvidos essencialmente no domínio da frequência, enquanto que os segundos são desenvolvidos no domínio do tempo.

#### i. Métodos não paramétricos

Nos métodos não paramétricos, as séries de resposta medidas nos diferentes pontos do sistema estrutural são analisadas e relacionadas entre si, tendo por base a sua transformação para o domínio da frequência usando um algoritmo FFT, sendo por isso denominados também por métodos no domínio da frequência.

Seguidamente, encontram-se descritos resumidamente os três métodos de identificação modal estocástica mais utilizados no domínio da frequência:

- **Método Básico no Domínio da Frequência (BFD)**

O método BFD ou método de seleção de picos, é o método de identificação modal estocástica de que há maior experiência de utilização em estruturas de Engenharia Civil.

Este método consiste na identificação das frequências naturais, a partir dos picos das estimativas das funções de densidade espectral da resposta, envolvendo todos os pontos de medição. A identificação dos modos de vibração é feita através de estimativas de funções de transferência, relacionando a resposta ambiental num ponto de referência com a resposta nos restantes pontos de medição, no domínio da frequência (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

Este método foi implementado convenientemente, no início dos anos 90, por Felber (1993).

- **Método de Decomposição no Domínio da Frequência (FDD)**

O método FDD pode ser entendido como uma extensão do método BFD, pois este também utiliza, como informação de base, estimativas das funções densidade espectral de resposta. Este método consiste na realização da decomposição da matriz de funções densidade do espectro de resposta, num único valor, de modo a obter a densidade de energia espectral em sistemas de um grau de liberdade (GDL), onde cada sistema corresponde a um modo de vibração. Esta operação de decomposição consiste na aplicação de algoritmos de decomposição em valores próprios (SVD), (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

Por forma a ter um melhor entendimento do método FDD encontram-se descritas seguidamente as principais fases de aplicação deste método:

- 1) Avaliar as funções de densidade espectral da resposta;
- 2) Decompor a matriz de funções de densidade espectral em valores singulares;
- 3) Selecionar os picos de ressonância correspondentes a modos de vibração, dos espectros de valores singulares;
- 4) Avaliar as componentes modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vetores singulares.

- **Método de Decomposição do Domínio da Frequência Melhorado (EFDD)**

Este método apresenta uma primeira fase exatamente igual ao método FDD, para a avaliação dos parâmetros modais. Terminada a primeira fase do método são extraídas numa segunda

fase as estimativas das frequências, dos modos de vibração e ainda dos coeficientes de amortecimento, adquiridas através da inspeção do decaimento de funções de autocorrelação. Estas funções são obtidas através da inversa da transformada de Fourier da densidade espectral, de sistemas de um grau de liberdade (SDOF), (Cunha, A., and Caetano, E., 2006).

De um modo simplificado o método EFDD é, na sua base, idêntico ao método FDD com introdução de alguns aperfeiçoamentos, (Brincker, R., et al., 2000). Neste método não são selecionados apenas os picos dos espectros de valores singulares, mas sim zonas desses espectros. Estas zonas correspondem à resposta do sistema num modo de vibração, sendo posteriormente estimados os coeficientes de amortecimento e as frequências do sistema. Esta estimativa é realizada aplicando uma inversa da transformada rápida de Fourier (IFFT), às funções de densidade espectral, extraídas dos espectros de valores singulares.

## **ii. Métodos paramétricos**

Os métodos paramétricos podem ser aplicados diretamente às séries temporais de resposta ou, alternativamente, à resposta de funções de autocorrelação, sendo por isso também denominados por métodos no domínio do tempo. Os métodos paramétricos utilizados na identificação modal estocástica necessitam de modelos matemáticos, usualmente modelos ARV (vetoriais auto-regressivos) e ARMAV (vetoriais auto-regressivos com média móvel), para a idealização do comportamento dinâmico da estrutura e identificação dos parâmetros modais (Neves, Al., T. and Mucheroni, M. 2003).

A avaliação das funções de autocorrelação pode ser feita usando um algoritmo FFT (Brincker, R., et al. 1992) ou pela aplicação do método de decréscimo aleatório (RD), (Asmussen, J., C., 1997). O método RD, geralmente associado à aplicação de métodos no domínio do tempo, é também base de aplicação em métodos no domínio da frequência. Isto leva a que respostas de vibração livre possam ser avaliadas recorrendo-se à utilização do algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT), reduzindo assim os efeitos do ruído (RD-BFD, RD-FDD e RD-EFDD).

Um método alternativo que permite a aplicação direta à resposta de séries temporais é o SSI-DATA, (Van Overschee, P., and DeMoor, B., 1996).

Estes métodos permitem uma avaliação das características modais do sistema com grande precisão, no entanto, os cálculos desenvolvidos por estes métodos são mais pesados que os cálculos desenvolvidos nos métodos do domínio da frequência, tornando a análise mais demorada.

Na identificação modal de estruturas de Engenharia Civil, embora seja apelativo o uso de ensaios de vibração ambiental para a caracterização modal da estrutura, estes ensaios podem apresentar algumas limitações. O baixo nível de excitação induzido pelas ações ambientais possibilita apenas a aquisição de frequências numa gama relativamente baixa.

Outra limitação diz respeito às estimativas dos coeficientes de amortecimento. O baixo nível de excitação conduz ao baixo amortecimento da estrutura, impossibilitando a identificação destes coeficientes para níveis de excitação mais elevados. Quando o objetivo principal é a aquisição destes coeficientes, é recomendável a utilização de ensaios de vibração livre.

## 3.2 Atualização de Modelos Numéricos

Na atualidade existem programas de elementos finitos ou de elementos aplicados com uma grande capacidade e rapidez de cálculo, bem como grande facilidade de uso, para a realização de projetos estruturais. No entanto, os modelos obtidos por estes programas nem sempre são válidos quando comparados com os modelos reais. Assim, para avaliar as características de uma estrutura, com o Método de Elementos Finitos (*MEF*) ou o Método de Elementos Aplicados (*MEA*), é essencial a utilização de um modelo estrutural adequado. Embora a escolha do *software* seja relevante, os resultados provenientes do programa não devem ser aceites de imediato. Erros como aplicação incorreta de condições de fronteiras, de discretização da estrutura, a não inclusão de amortecimento e outras simplificações assumidas, fazem com que modelos de estruturas complexas apresentem inúmeras limitações.

A utilização destes modelos tem como objetivo a otimização do projeto através da modificação de elementos e dos valores de alguns parâmetros, permitindo uma avaliação prévia da estrutura sem necessidade da construção de modelos físicos, facilitando assim a observação das características do projeto. Contudo, a correlação entre os resultados obtidos analiticamente e os resultados obtidos experimentalmente pode ser baixa devido às simplificações admitidas no modelo numérico.

Deste modo, para obter uma aproximação entre os resultados numéricos e resultados experimentais é necessário modificar o valor de alguns parâmetros através de testes de sensibilidade. Constantes geométricas e materiais, condições de fronteira e outras condições assumidas são geralmente escolhidas para esse efeito.



Alguns autores como Doebling, S., W., et al. (1996), Reynders, E., and Teughels, A., and Roeck, G. (2010), Jaishi, B., and Ren, W. (2005), Ferreira, A. (2013), apresentam alguns trabalhos de interesse, através da atualização de modelos computacionais.

Antes de realizar qualquer ajuste no modelo numérico, os resultados que dele são obtidos devem ser comparados com os obtidos experimentalmente. Assim, é necessário estabelecer procedimentos de modo a localizar e quantificar as diferenças entre modelos. A utilidade destes procedimentos é a identificação de zonas e/ou parâmetros do modelo causadores das discrepâncias de resultados, facilitando o processo de calibração. A quantificação destas diferenças é feita, geralmente, através de um estudo de sensibilidade e depende em muito da experiência do projetista.

Quando se faz a atualização do modelo é importante atribuir valores iniciais adequados aos parâmetros considerados, de modo a proporcionar um ponto de partida razoável, com a finalidade de minimizar as discrepâncias entre os modelos experimentais e matemáticos.

A atualização de modelos de elementos finitos costuma ser apoiada em testes de sensibilidade, que permitem escolher os parâmetros a atualizar e verificar de que forma estes influenciam certos modos de vibração. Assim, a atualização tem como base a modificação manual de parâmetros físicos que sejam considerados incertos. Este processo consiste na realização de simulações numéricas, de forma a compreender a sensibilidade dos resultados da análise dos modelos de elementos finitos (FE), através da alteração/atualização desses parâmetros, (Cismaşiu, C., et al., 2014)..

A rigidez dos elementos e as condições de apoio da estrutura são bons exemplos de parâmetros que afetam diretamente os modos de vibração da estrutura.



## Capítulo 4

# 4 Modelação em Elementos Aplicados

### 4.1 Considerações Gerais

A realização de um modelo numérico é tão difícil quanto a complexidade da estrutura a modelar. No caso de construções históricas a sua complexidade estrutural e a difícil perceção da diferença entre detalhes arquitetónicos e elementos estruturais, aumentam a dificuldade da definição de um modelo de elementos finitos adequado. Contudo, esta não é a única dificuldade, a falta de informação estrutural e a insuficiência de dados mecânicos, são outros fatores a ter em conta no planeamento do modelo.

Embora o referido anteriormente, o modelo adotado não deve ser excessivamente complexo, de modo a facilitar a análise e interpretação dos resultados obtidos. Em seguida o modelo será atualizado com recurso aos dados obtidos em campanha experimental, de forma a tornar-se o mais fidedigno possível.

O modelo numérico do arco da rua Augusta foi desenvolvido com recurso ao programa de cálculo não linear de estruturas, *Extreme Loading for Structures* versão 4.1. Este programa apresenta um ambiente de trabalho capaz de criar modelos estruturais detalhados em 3D, com características de modelagem avançadas, sendo ainda subdividido em três programas:

- ELS Modeler*: constitui no ambiente de modelação do ELS;
- ELS Solver*: é responsável por todos os processos relativos à análise do modelo, com base no *MEA*;
- ELS Viewer*: permite a visualização, interpretação e exportação dos resultados obtidos pelo ELS Solver.

As principais funções de cada programa encontram-se descritas na figura 4.21.

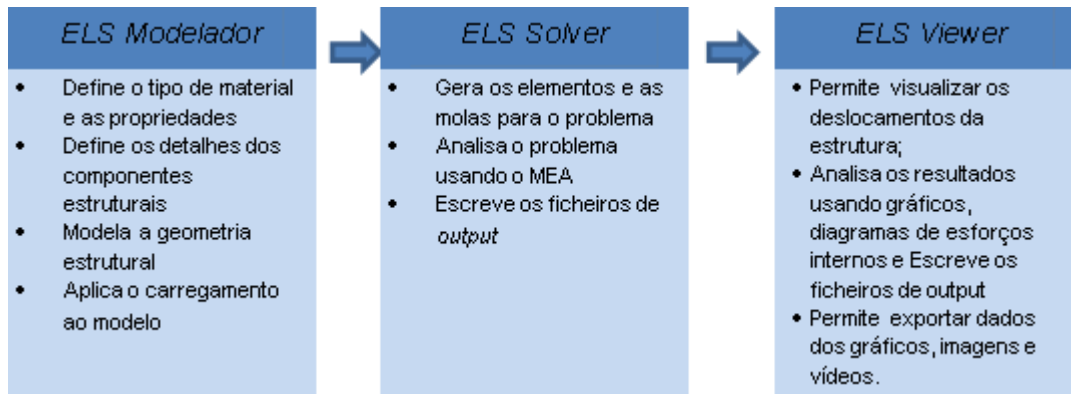


Figura 4.1: Componentes do *software ELS*, (Applied Science International, 2013)

Para o desenvolvimento de um modelo correto e o mais realístico possível foi necessário considerar dois aspetos:

- A elaboração do modelo inicial do arco, recorrendo a desenhos resultantes de um levantamento efetuado no âmbito de uma intervenção estrutural recente no arco da rua Augusta (Arnaut, M., 2012);
- Posterior calibração do modelo inicial, a partir dos resultados obtidos na campanha experimental efetuada ao arco da rua Augusta a 19 de dezembro de 2014.

Após a calibração do modelo, o *ELS* irá permitir acompanhar o comportamento completo da estrutura desde a fase elástica até a queda de elementos, passando pela fissuração e grandes deslocamentos do arco.

## 4.2 MEA no Extreme Loading for Structures

### 4.2.1 Considerações Gerais

A análise de estruturas, através de métodos numéricos, pode ser classificada em duas categorias — modelação em meios contínuos ou modelação em meios discretos. A distinção entre análises deve-se ao domínio de modelação utilizado e a sua escolha depende da capacidade do modelo em refletir as particularidades do problema, bem como da preferência do modelador.

A análise de modelos em meios contínuos, utilizando geralmente o Método de Elementos Finitos (*MEF*), consiste na subdivisão do domínio em pequenos elementos (elementos finitos), mantendo as mesmas propriedades do meio original para determinação do estado de tensão e deformação do modelo. Embora uma análise não linear do problema seja possível, quando um

problema de meio contínuo progride para um problema de meio discreto, esta análise não é assim tão simples devido ao comportamento do material e à sua não linearidade geométrica. Nestas circunstâncias é necessário alterar a configuração do domínio através de uma readaptação da malha, exigindo o uso de técnicas complexas e uma nova configuração da malha durante a análise, tornando-se um grande inconveniente. Por esta razão, o *MEF* é utilizado preferencialmente em problemas onde não exista rotura.

Em alternativa ao *MEF* surge a modelação em elementos discretos (*MED*) (Cundall, P., 1971), na qual é permitida a interação mecânica entre os seus elementos, possibilitando a simulação do aparecimento e da propagação de fendas. Tal como na análise em meios contínuos, também a análise em modelos discretos apresenta alguns inconvenientes, sendo o mais notório, o consumo excessivo de tempo para realização da análise do problema com um número razoável de partículas, capaz de simular o problema real.

Na década de 90, Meguro e Tagel-Dim (2000), desenvolveram um método chamado de Método de Elementos Aplicados (*MEA*) que combina as vantagens dos modelos de análise em meios contínuos e em meios discretos, de modo a superar as suas limitações. A capacidade de simular o comportamento não linear até ao colapso da estrutura é uma das principais vantagens do *MEA*, permitindo a simulação da abertura de fendas, separação de elementos estruturais, queda de detritos e o colapso durante a análise da estrutura.

Outra das grandes vantagens do *MEA* é a modelação com precisão das alterações geométricas, incluindo movimentos de corpo rígido durante o colapso. O domínio da aplicação da análise e comparação entre o *MEF*, *MED* e *MEA* é apresentado na figura 4.2.

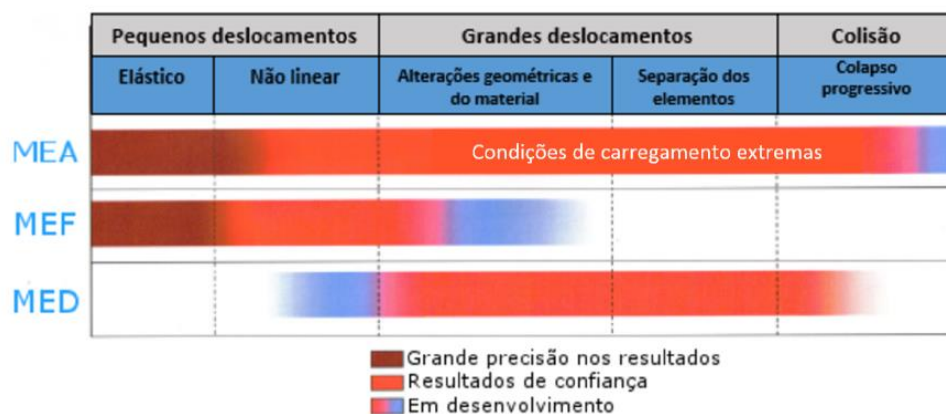


Figura 4.2: Comparação entre métodos numéricos, (Bernardo, V., M., 2014)

### 4.2.2 Aplicação do MEA

No *MEA* a estrutura é modelada como sendo um conjunto de pequenos elementos, originados pela divisão virtual da estrutura, como observado na figura 4.3-(a). Assumindo que se encontram ligados por um conjunto de molas em 2D, estas molas encontram-se distribuídas nas faces do elemento, sendo que, cada conjunto de molas representa a tensão e a deformação de um certo volume do elemento, como mostra a figura 4.3-(b), (Applied Science International, 2013).

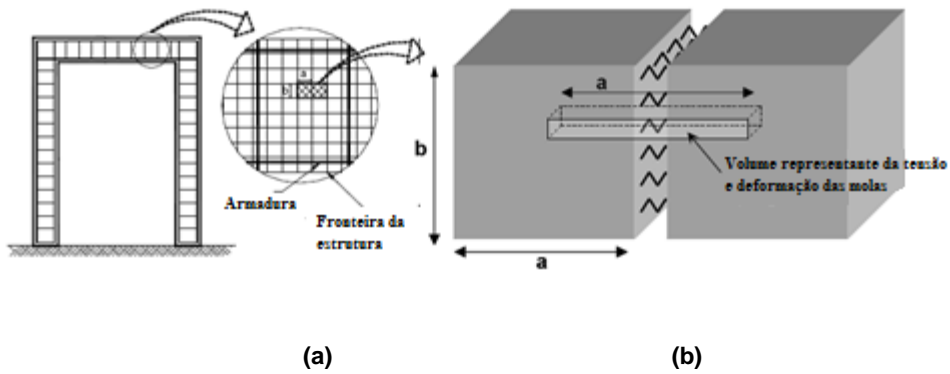


Figura 4.3: MEA, Modelação da estrutura, (Applied Science International, 2013)

Cada elemento do *MEA* comporta-se como um corpo rígido sendo a flexibilidade global da estrutura o resultado das molas de interface. A rigidez axial  $k_n$  e de corte  $k_s$  de cada mola é definida por:

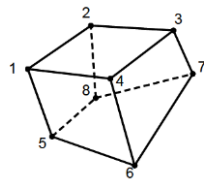
$$k_n = \frac{E.d.t}{a} \quad (4.1)$$

$$k_s = \frac{G.d.t}{a} \quad (4.2)$$

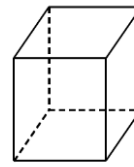
onde,  $E$  é o módulo de Young do material,  $G$  o módulo de distorção respetivo,  $d$  a distância entre molas da mesma face,  $t$  a espessura do elemento e  $a$  o comprimento de influência da mola.

#### 4.2.2.1 Elementos Utilizados

No *ELS* os elementos utilizados na modelação da geometria da estrutura têm coordenadas físicas e formas em 3D pré-definidas, normalmente formas cúbicas ou em alternativa para de 8 nós, figura 4.4, auxiliando a modelação de uma estrutura complicada e irregular, (Applied Science International, 2013).



(a) Elemento hexaédrico de 8- Nós

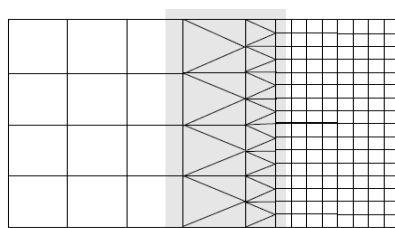


(b) Elemento Prismático

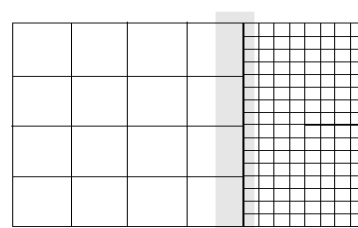
**Figura 4.4: Elementos do ELS, (Applied Science International, 2013)**

Para garantir o bom funcionamento do *MEA* é necessária a criação e disposição de uma malha adequada, figura 4.5, onde deve ser tido em conta o seguinte:

- A utilização de elementos de forma cúbica, na geração da malha, são elementos adequados à análise;
- Não é recomendada a mudança abrupta do tamanho dos elementos, isto é, ter elementos de grande tamanho adjacentes a elementos de tamanho pequeno, sendo recomendada a mudança gradual de tamanho;
- Em locais onde existe grande concentração de tensões recomenda-se o uso de elementos pequenos. Em locais onde essa concentração é menor recomenda-se o uso de elementos maiores;
- Por razões de ligação entre elementos, as faces de elementos vizinhos devem ficar exatamente no mesmo plano. Caso não aconteça, o *Extreme Loading for Structures (ELS)* assume que não existe ligação.



(a) MEF- Necessita de elementos de transição



(b) MEA- Sem elementos de transição

**Figura 4.5: Transição do tamanho dos elementos, (Applied Science International, 2013)**

### 4.2.2.2 Molas de interface

Os elementos no *MEA* são ligados através da sua superfície por um conjunto de molas que representam — a tensão, deformação e a ligação dos elementos. As principais diferenças entre a modelação no *MEF* e no *MEA* encontram-se apresentadas na tabela 4.15.

	<i>MEF</i>	<i>MEA</i>
Ligação	Nós	Face dos Elementos
<b>Ligação Parcial (durante a análise)</b>	Não é permitida, figura 4.7-(a)	É permitida (algumas molas podem falhar enquanto as outras ainda se encontram ativas), figura 4.7-(b)
<b>Efeito de separação</b>	A separação dos nós causa singularidades de tensões	A separação das molas não causa qualquer singularidade
<b>Elementos de transição</b>	São necessários elementos de transição para ligação entre elementos maiores e elementos menores, figura 4.5-(a)	Não necessita de elementos de transição, figura 4.5-(b)
<b>Malha</b>	Bastante complicada, especialmente entre a interface de elementos estruturais diferentes	Cada malha de elementos estruturais é gerada isoladamente

**Tabela 4.1: Comparação de elementos de ligação entre o *MEF* e o *MEA*, (Applied Science International, 2013)**

Como já referenciado, a interação e agrupamento entre elementos no *ELS* é proporcionada por um conjunto de molas, uma axial e duas tangenciais, disposto entre as interfaces dos elementos. A geração destas molas apresenta grande importância pelas seguintes razões:

- Representam a continuidade entre os elementos, e por isso é necessário que estas sejam geradas corretamente;
- As propriedades das molas refletem todas as propriedades do material, deformações, tensões e critérios de rotura.



A ligação entre elementos é concebida, apenas, quando os elementos se situam no mesmo plano, figura 4.6. No entanto, mesmo que as superfícies permaneçam desalinhadas, a ligação entre elementos é permitida figura 4.7-(b). Outra situação de interesse e permitida pelo *ELS* é a remoção automática de qualquer mola quando esta atinge a sua capacidade máxima. Nesta situação, as restantes são mantidas em funcionamento, (Applied Science International, 2013).

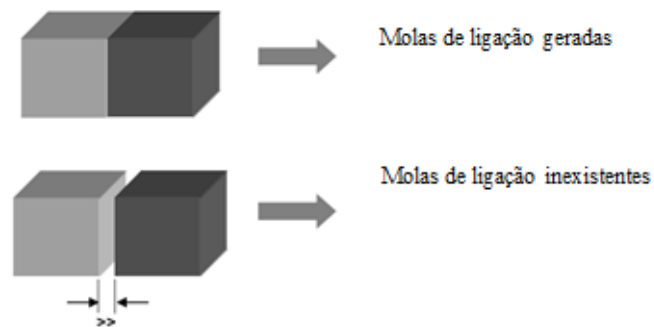


Figura 4.6: Precaução requerida para assegurar uma correta criação da matriz de ligação, (Applied Science International, 2013)

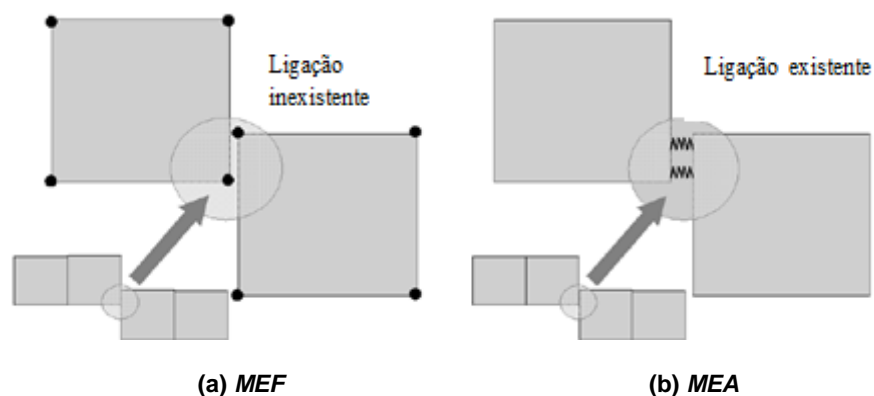


Figura 4.7: Ligação parcial de elementos, (Applied Science International, 2013)

Em casos de colapso progressivo, em que a primeira cedência é local, esta possibilidade de modelação é bastante vantajosa, pois, permite continuar a análise do problema evitando situações de singularidade após a separação de elementos, (Applied Science International, 2013).

As molas de ligação são geradas automaticamente pelo programa e podem ser classificadas em dois grupos:

- As “*matrix springs*” relativas ao principal material constituinte da estrutura;

- As “reinforcement springs” simulam as características e propriedades das armaduras.

### 4.2.3 Propriedades dos Materiais

Existem no *ELS* modelos de materiais pré-definidos, tais como: modelos de aço e betão, modelos de alvenaria e modelos de material elástico.

Nos pontos seguintes encontram-se representados os diferentes parâmetros, utilizados na definição das propriedades dos materiais.

- **Módulo de Young e Módulo de Distorção**

O Módulo de *Young* é uma das principais propriedades para definir o comportamento do modelo, pois a sua deformação, em fase elástica, depende deste.

Quando os elementos estruturais são compostos apenas por um material, um maior ou menor valor deste módulo, apenas afeta os valores dos deslocamentos sofridos pela estrutura enquanto todas as forças internas e reações mantêm o mesmo valor.

Mas, quando a estrutura é composta por diferentes materiais e quando são requeridos valores precisos de deslocamentos, este módulo desempenha um papel importante e deve ser utilizado de forma adequada, devido ao comportamento que cada material apresenta relativamente à tensão-deformação, figura 4.8, (Applied Science International, 2013).

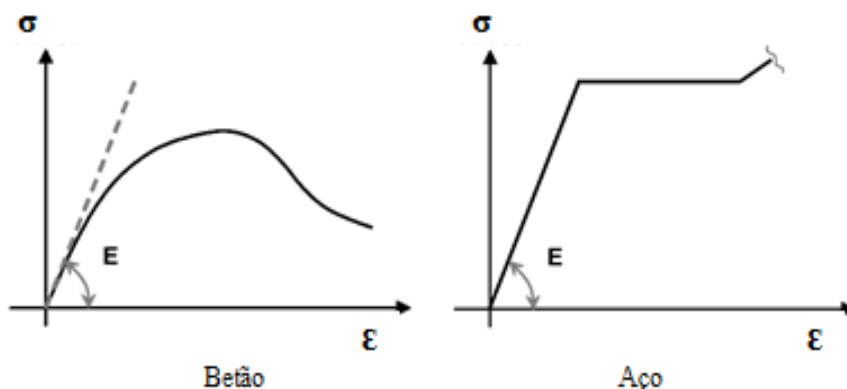


Figura 4.8: Módulo de Young, (Applied Science International, 2013)

O módulo de distorção representa a relação entre a tensão de corte e a deformação de corte, figura 4.9, sendo este valor definido pela seguinte equação:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.3)$$

onde,  $E$  é o módulo de *Young* do material e  $\nu$  o coeficiente de Poisson.

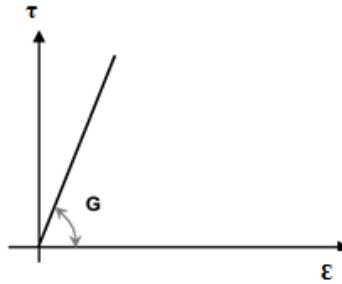


Figura 4.9: Módulo de distorção, (Applied Science International, 2013)

- **Deformação de separação**

A deformação de separação representa o valor da extensão nas molas para o qual se dá a separação total entre elementos na face de ligação, figura 4.10, sendo este um parâmetro inválido em modelos de materiais elásticos.

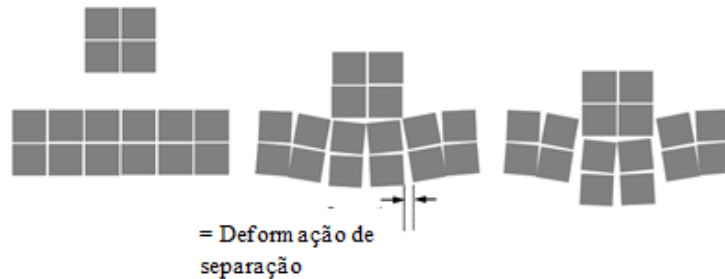


Figura 4.10: Deformação de separação, (Applied Science International, 2013)

Em modelos com deformações nos quais os elementos se separam, todas as molas entre faces adjacentes, incluindo molas de armadura, são cortadas. Se estes elementos se encontrarem novamente, estes irão interagir entre si através de molas de contacto (Applied Science International, 2013).

#### 4.2.4 Modelos de Materiais e Critérios de Rotura

A cada matriz de molas é atribuído um modelo específico de material. Cada modelo tem um conjunto de parâmetros que permite a mudança das propriedades dos materiais. Na presente dissertação irá apenas ser abordado o modelo de alvenaria, visto que o caso de estudo é um edifício em alvenaria de blocos de pedra.

##### 4.2.4.1 Modelos de Alvenaria

A posição dos blocos de alvenaria pode ser simulada quer em padrão enviesado, distribuição real, quer em padrão contínuo, como apresenta a figura 4.11. A distribuição real inclui blocos individuais com padrão enviesado ligados por meio de argamassa, sendo possível a divisão do bloco em sub-elementos permitindo a fissuração desenvolvida no próprio bloco.

A simulação contínua representa a parede de blocos como um material homogêneo, este modelo é também razoável para a análise de modelos de alvenaria em betão (Applied Science International, 2013).

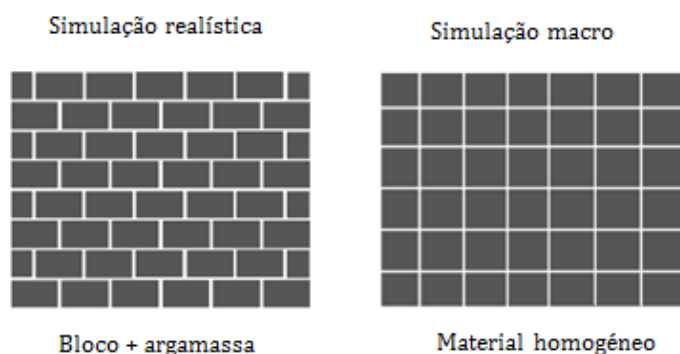


Figura 4.11: Modelação de paredes de alvenaria no ELS, (Applied Science International, 2013)

No presente trabalho optou-se pela realização da modelação considerando a parede de blocos um material homogêneo.

#### 4.2.4.2 Critérios de Rotura

No *ELS* a rotura é avaliada segundo o critério de *Mohr-Coulomb*, isto é, ocorre rotura quando a resistência à tração é atingida pela maior tensão principal.

Depois da rotura, existem dois caminhos para considerar a fissuração se esta não for coincidente com a superfície do elemento:

- Dividir o elemento em dois elementos, gerando-se molas novas na superfície fissurada, figura 4.12- (a);
- O elemento mantém a geometria inicial e redistribui as tensões que se geram durante essa fase. Quando no ponto de aplicação da mola é atingida a tensão principal máxima, de acordo com o critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, as forças axiais e de corte da mola são redistribuídas com sentido oposto no passo de cálculo seguinte, figura 4.12-(b).

O primeiro método é geralmente mais preciso, no entanto, é muito complicado e demorado especialmente quando calcula grandes problemas e casos de colapso progressivo. O segundo método não é tão preciso mas fornece resultados razoáveis (Applied Science International, 2013).

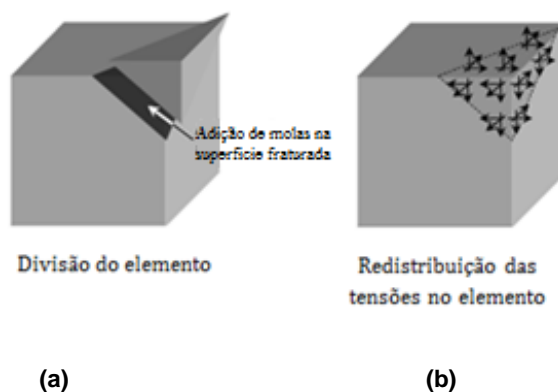


Figura 4.12: Comportamento dos elementos de betão após fissuração, (Applied Science International, 2013)

#### 4.2.5 Contacto de Elementos

Os elementos podem entrar em contacto e separar-se, contactar novamente ou contactar com outros elementos, sem qualquer previsão de quando e onde irá ocorrer esse contacto e sem qualquer intervenção do projetista (Applied Science International, 2013).

Existem vários tipos de contacto entre elementos:

- Contacto canto-face, este representa o contacto entre o canto de um elemento e a face de outro elemento, podendo ocorrer contacto entre um ou mais cantos do elemento com a face de um ou mais elementos, figura 4.13;

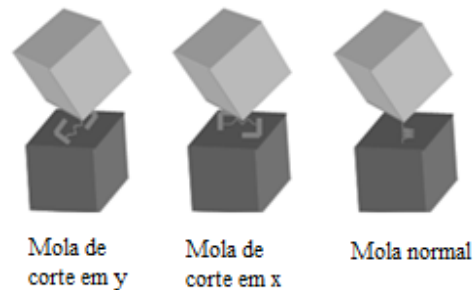


Figura 4.13: Contacto canto com face, (Applied Science International, 2013)

- Contacto bordo-bordo, representa o contacto entre bordos do elemento, figura 4.14;

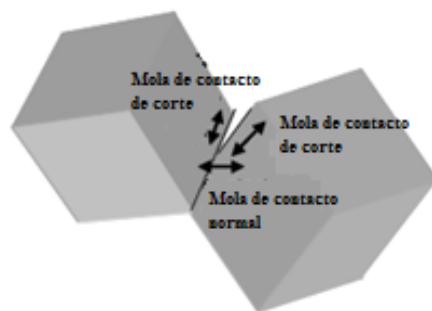


Figura 4.14: Contacto bordo com bordo, (Applied Science International, 2013)

- Contacto canto com o solo, este contacto é muito semelhante ao contacto canto-face, exceto que, neste caso o contacto é com o solo, figura 4.15.

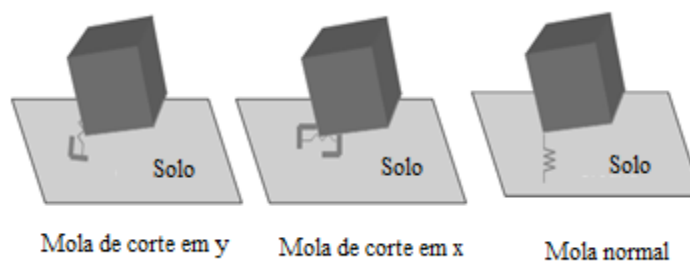


Figura 4.15: Contacto canto com solo, (Applied Science International, 2013)

#### 4.2.5.1 Energia de Dissipação Durante o Contacto

Durante a colisão de elementos alguma da energia cinética existente é perdida no processo de colisão.

A relação entre a velocidade relativa dos elementos antes e depois da colisão é dada pelo fator de recuperação  $r$ , apresentado uma gama de valores entre zero e um. Quando  $r$  tem valor unitário significa que a velocidade relativa antes e depois da colisão é a mesma, isto é, não há energia de dissipação. No entanto, se o valor de  $r$  for nulo a energia cinética é totalmente perdida no processo de colisão, (Applied Science International, 2013).

Numa visão geral, a representação da dissipação de energia durante o contacto é concretizada através da determinação da velocidade dos elementos depois da colisão, a partir do teorema do impulso<sup>1</sup> usando o fator de recuperação  $r$ . Embora esta técnica seja simples, quando aplicada a um material contínuo, é requerido um incremento de tempo pequeno para simular a transmissão das ondas de tensão devidas à colisão através de outros elementos.

Assim, a técnica apresentada seguidamente é uma proposta atrativa à representação da dissipação da energia durante o contacto. A figura 4.16, representa a relação carga-deslocamento da mola durante a carga e descarga, em que o fator  $n$  representa a relação entre a rigidez de descarga e carga, sendo que, este deve ser superior à unidade. Tendo um valor de  $n$  igual a um significa que não existe energia de dissipação durante o processo de contacto, mas se este fator  $n$  se aproximar do infinito significa que toda a energia cinética é perdida.

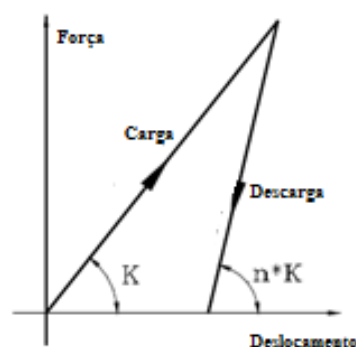


Figura 4.16: Relação carga-deslocamento das molas de contacto nas condições de carga e descarga, (Applied Science International, 2013)

<sup>1</sup> Teorema do impulso: o impulso de uma força resultante, aplicada num corpo durante um intervalo de tempo, é igual à variação da quantidade de movimento desse corpo ocorrida nesse intervalo de tempo,  $\vec{I} = \Delta \vec{Q}$ .

O fator  $n$  de rigidez de descarga pode ser facilmente correlacionado com o fator de recuperação  $r$ , igualando a energia de ressalto dos elementos de ambas as técnicas, assim:

$$r = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (4.4)$$

Pode concluir-se que durante o contacto a dissipação de energia pode ser simulada por qualquer um dos métodos, sendo que, a técnica de rigidez de descarga apresenta uma vantagem: o incremento de tempo usado necessita apenas de ser reduzido durante o contacto dos elementos, usando-se após a separação um valor maior de incremento de tempo.

#### 4.2.6 Opções de Carregamento

Existem dois tipos de análise no *ELS*, a análise estática e a análise dinâmica, ambas com diferentes tipos de solicitações:

- Carregamento estático:
  - Peso próprio;
  - Peso adicional.
- Carregamento dinâmico:
  - Pressões dinâmicas;
  - Explosões e impactos;
  - Terramotos;
  - Remoção de elementos estruturais.

Qualquer um destes carregamentos pode ser aplicado à estrutura, contudo, deve ser usado em fases de carregamento diferente. Assim sendo, deve ser tido em conta o seguinte:

- Definir o tipo de fase de carregamento: estático ou dinâmico;
- As condições de fronteira e os apoios da estrutura podem ser diferentes em cada fase;



- Para o carregamento dinâmico, a velocidade inicial pode ser definida em cada fase para um grupo de elementos.

O ELS permite executar vários cenários de carregamento, sendo cada fase de carregamento definida separadamente como estática ou dinâmica (Applied Science International, 2013).

## **4.2.7 Condições Iniciais e de Fronteira**

### **4.2.7.1 Atribuição de Condições de Fronteira, Restrições ou Apoios**

As condições de fronteira são atribuídas ao corpo no centro de massa de um pequeno elemento da malha. Estas condições de fronteira podem ser ou restrições ao deslocamento ou restrições rotacionais, estando disponíveis seis restrições no total.

Ao longo das fases de carregamento, se necessário, as condições de fronteira podem ser modificadas.

Os apoios no ELS podem ser rígidos e /ou deformáveis, sendo que, a existência de rigidez no apoio significa que o deslocamento na direção do apoio deve ser zero. Apoios deformáveis permitem o deslocamento na direção de interesse, estes podem ser equiparados aos “apoios elásticos, mas uma vez que aqui é introduzida a não linearidade, a palavra deformável é mais adequada, (Applied Science International, 2013).

### **4.2.7.2 Condições Iniciais**

A resolução de um problema numérico, dependente do tempo, requer o uso de condições iniciais. O valor padrão das condições iniciais é zero, contudo, em caso de necessidade, o utilizador pode definir as velocidades e acelerações iniciais como valores não nulos, (Applied Science International, 2013).

## **4.2.8 Análise**

O equilíbrio global de um conjunto de equações em problemas de dinâmica é dado pelo seguinte:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{f\} \quad (4.5)$$

onde,  $[M]$  é a matriz de massa,  $[C]$  a matriz de amortecimento,  $[K]$  a matriz rigidez,  $\{\ddot{X}\}$ ,  $\{\dot{X}\}$ ,  $\{X\}$  os vetores aceleração, velocidade e deslocamento respetivamente e  $\{f\}$  o vetor das cargas externas.

A solução desta equação diferencial é feita recorrendo ao método de *Newmark-beta*<sup>2</sup>, em que as equações de equilíbrio são na verdade um sistema de equações lineares para cada passo.

A solução destas equações no *ELS* pode ser feita através de uma resolução direta ou através de uma resolução iterativa. A resolução iterativa é em geral mais rápida do que a resolução direta, especialmente para um grande número de graus de liberdade. O método iterativo é mais usado em problemas dinâmicos com incrementos de tempo pequenos, isto é, problemas dinâmicos que necessitem de uma análise de grande precisão. Para problemas estáticos ou problemas dinâmicos com incrementos de tempo relativamente grandes, a resolução direta é mais adequada. No entanto, o *ELS* testa ambas as resoluções, sendo posteriormente escolhida automaticamente a resolução mais apropriada, (Applied Science International, 2013).

---

<sup>2</sup> Método de integração numérica utilizado para resolver equações diferenciais, na avaliação numérica da resposta dinâmica de estruturas.

## Capítulo 5

# 5 Caso de Estudo: Arco da Rua Augusta, Lisboa

### 5.1 Enquadramento Histórico

O Arco Triunfal da Rua Augusta, figura 5.1, é um monumento de grande relevo histórico situado na cidade de Lisboa, que integra um conjunto de monumentos no Terreiro do Paço. Este encontra-se situado na parte Norte da Praça do Comércio, sobre a Rua Augusta.

A sua construção foi iniciada 20 anos após o terramoto que devastou Lisboa em 1755. Porém, consta-se que existiu uma primeira versão deste, concebida pelo Arquiteto Eugénio dos Santos, começada logo após o terramoto de 1755, versão que terá sido demolida em 1777 no início do reinado de D. Maria I (Soares, D. 2012).

Em 1843 o Arquiteto Veríssimo José da Costa venceu o concurso para a realização de um novo projeto. As obras de reconstrução do arco iniciaram em 1873 ficando concluídas dois anos mais tarde. O contributo escultórico, figura 5.2, ficou a cargo dos artistas Anatole Célestin Calmels, Vítor Bastos e Leandro Braga, (CM Lisboa 2012).

Na face principal o arco possui as armas reais e na posterior um grande relógio. Uma inscrição em latim “ *Virtutibus maiorum ut sit omnibus documentum. Pecunia publica dicatum*”, “ Às virtudes dos maiores, para que sirva a todos de ensinamento. Dedicado a expensas públicas”, que glorifica os antepassados portugueses pelos seus atos heróicos. As três personagens cimeiras representam o grupo “a Glória a coroar o Génio e o Valor”, (Soares, D. 2012).



Figura 5.1: Arco da Rua Augusta, Lisboa



Figura 5.2: Arte escultural, Arco da Rua Augusta, Lisboa

Na parte inferior do arco encontram-se as esculturas que representam, do lado esquerdo para o direito: uma alegoria do Rio Tejo, uma estátua de Viriato, outra estátua de Vasco da Gama, uma de Sebastião José de Carvalho e Melo (Marquês de Pombal) e uma de D. Nuno Álvares Pereira, finalizando com uma alegoria ao Rio Douro.

O arco da rua Augusta é considerado um dos pontos de visita da cidade de Lisboa, funcionando como porta de entrada para a cidade.

## **5.2 Descrição da Estrutura**

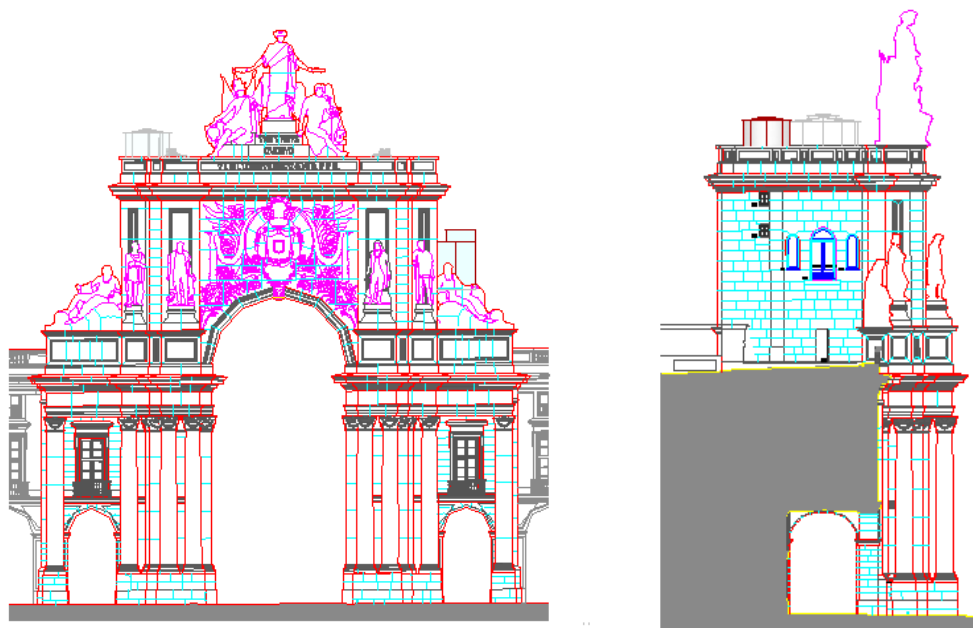
### **5.2.1 Geometria**

O arco da rua Augusta é um monumento com dimensões consideráveis, formado por três corpos interligados, revestidos, integralmente, em cantaria de calcário, rocha com grande abundância na região de Lisboa e arredores. O corpo central é o mais elevado, constituído por um arco perfeito assente em cima dos corpos laterais. O aspeto grande e robusto é conferido, precisamente, pela utilização de grandes blocos de cantaria, pelo estilo arquitetónico da altura e pelo significado/importância histórica que o monumento representa.

As principais dimensões do arco, bem como os desenhos do arco, resultantes do levantamento efectuado no âmbito de uma intervenção estrutural recente, figura 5.3 à 5.5, encontram-se apresentados seguidamente:

- Dimensões do arco da rua Augusta:

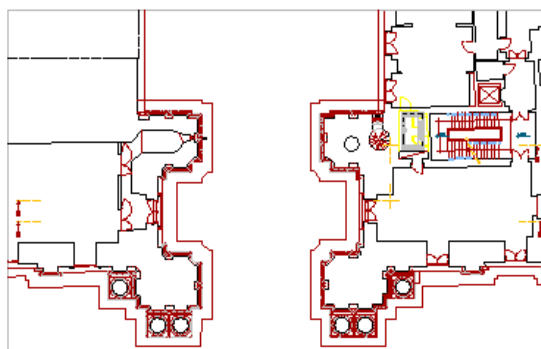
- Comprimento	22.5m;
- Largura	16.5m;
-Altura	31.5m.



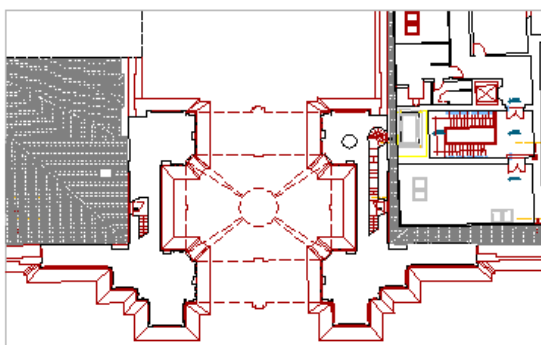
(a) Alçado principal

(b) Alçado lateral

Figura 5.3: Alçados do Arco da Rua Augusta, (Arnaut, M., 2012)

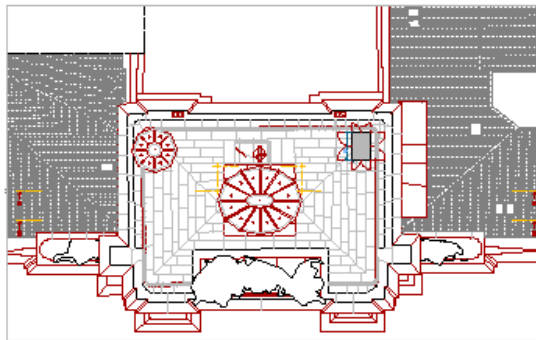


(a) Corte horizontal nº1



(b) Corte horizontal nº2

Figura 5.4: Plantas de Piso do Arco da Rua Augusta, (Arnaut, M., 2012)



Cobertura

Figura 5.5: Plantas de Piso do Arco da Rua Augusta, (Arnaut, M., 2012)

O edifício apresenta ainda seis colunas, em pedra de calcário, aproximadamente com 11 m de altura. Além do corpo central do arco, os corpos laterais sustentam ainda um conjunto de diversas estátuas, com dimensões e peso consideráveis, dispostas de forma simétrica. O corpo central do Arco inclui também uma sala com as seguintes dimensões:

- Dimensões sala do relógio:

- Comprimento	13.3m;
- Largura	7.95m;
-Altura	7.10m.

Esta sala é destinada ao mecanismo do relógio, que se encontra na parte posterior do arco.

### 5.2.2 Material Utilizado

O material utilizado na construção do Arco da Rua Augusta, foi o calcário de Lioz. Rocha com grande abundância na região de Lisboa, empregado em importantes monumentos históricos da cidade, a título de exemplo: Mosteiro dos Jerónimos, Torre de Belém e Estação do Rossio.

Encontram-se apresentadas na tabela 5.1 as características mecânicas adotadas na modelação numérica do arco. Devido à falta de informação, relativamente a ensaios de caracterização

mecânica dos seus materiais, foi realizada uma compilação de valores de referência plausíveis considerando a seguinte bibliografia: Oliveira, C., S., (2003), Pereira, D., et al. (2015), Gonçalves, M., C. and Margarido, F. (2015) e Carvalho, J., M. et al. (2013).

Propriedades do Calcário de Lioz		
	Valores adotados	Valores de referência
Módulo de Young	9.5 GPa	5-20 Gpa
Coeficiente de Poisson	0.2	0.2
Densidade	23 kNm <sup>-3</sup>	23 kNm <sup>-3</sup>
Tensão máxima à tração	6 MPa	2-10,5 MPa
Tensão máxima à compressão	60 MPa	20-105 MPa

**Tabela 5.1: Propriedades do Calcário de Lioz**

## 5.3 Ensaios de Caracterização Dinâmica do Arco da Rua Augusta

A presente secção tem como objetivo a descrição da campanha experimental e processos de caracterização dinâmica da estrutura, a partir da informação recolhida nos ensaios realizados ao Arco da Rua Augusta.

O principal propósito da campanha experimental é a identificação dos parâmetros modais do arco, nomeadamente frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, adquiridos através de geofones em ensaios de vibração ambiental.

### 5.3.1 Equipamentos de Medição da Resposta Estrutural

Para a realização dos ensaios de caracterização dinâmica do Arco da Rua Augusta recorreu-se a três sismógrafos da marca SYSCOM Instruments, capazes de captar as vibrações ambientais da estrutura (SYSCOM Instruments). Cada unidade de equipamento é constituída por três elementos principais: um sensor de velocidade, uma unidade de aquisição de dados e uma antena. Estes elementos encontram-se descritos na tabela 5.2.



Equipamento	Descrição do equipamento
	Sensor de velocidade (geofone), marca SYSCOM Instruments - modelo MS2003+, que permite captar as vibrações da estrutura, neste caso de origem natural.
	Unidade de aquisição de dados, que deteta e grava o sinal, referente a um ensaio de vibração, captado pelo sensor de velocidade gravando-o na sua memória interna. Esta unidade é da marca SYSCOM Instruments - modelo MR2002.
	Antena GPS, que permite a sincronização no tempo da unidade de aquisição. Note-se que cada equipamento apresenta uma antena, permitindo a sincronização de cada unidade de aquisição de dados no tempo, uma vez que todas as unidades de aquisição são utilizadas simultaneamente, embora em locais diferentes.

Tabela 5.2: Descrição do equipamento SYSCOM

Além do equipamento acima descrito, é ainda necessário a utilização de um computador portátil, equipado com o *software Wincom*, que proporciona a comunicação com a plataforma de aquisição de dados do MR2002, figura 5.6. Este software permite ainda a análise e o processamento dos dados armazenados.

A comunicação entre os sensores de velocidade e unidades de aquisição de dados, bem como a ligação entre a unidade de aquisição de dados e o computador portátil são feitas por meio de cabos.



Figura 5.6: Sistema de monitorização SYSCOM

De forma resumida e para uma melhor compreensão do sistema de monitorização, o sinal físico, induzido por vibrações, é captado pelo sensor de velocidades sendo posteriormente transformado num sinal analógico. Este sinal é então armazenado na unidade de aquisição de dados que, comunicando com um computador dotado de um *software* adequado, permite a sua análise e processamento.

O sensor de velocidade pode ser descrito, de forma sucinta, através do sistema mecânico simplificado de um geofone, como o ilustrado na figura 5.7. O funcionamento deste sistema consiste na excitação de massa suspensa, que atua como um sistema de um GDL. Esta massa encontra-se ligada a uma mola que faz mover uma bobina que por sua vez origina um campo magnético. A velocidade existente é diretamente proporcional à corrente induzida por este movimento, (SYSCOM Instruments).

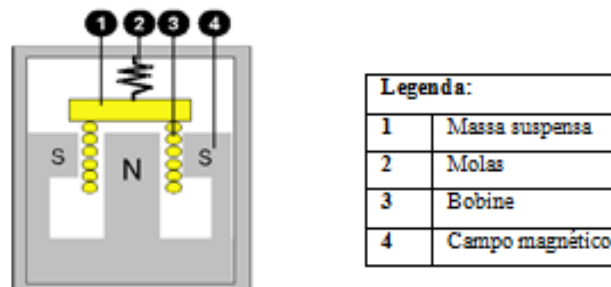


Figura 5.7: Princípio do funcionamento de um sensor de velocidade, (SYSCOM Instruments)

### 5.3.2 Descrição dos Ensaios

No dia 19 de dezembro de 2014, foi realizado um ensaio de vibração ambiental ao arco da rua Augusta, localizado no Terreiro do Paço em Lisboa. Este foi realizado ao final do dia por razões de logística. No entanto, o tempo apresentava-se ventoso e de céu limpo com condições climáticas favoráveis à realização dos ensaios.

Como referido anteriormente, a caracterização dinâmica da estrutura foi avaliada com recurso a três equipamentos MR2002, com os quais foram instrumentados três pontos de cada vez. Durante a realização do ensaio foram efetuados dois *setups* cada um com duas leituras, perfazendo um total de 12 medições.

Para a realização do ensaio foi estipulado um plano de instrumentação, figuras 5.8 e 5.9. Optou-se por instrumentar apenas pontos localizados na cobertura do arco. Esta escolha deve-se à elevada rigidez do arco e ao meio que o envolve, pois grande parte deste encontra-se localizada entre dois edifícios. A distribuição dos geofones é feita de acordo com o plano apresentado nas figuras 5.8 e 5.9, em que, os geofones 1 e 2 são colocados em pontos de referência do arco e o geofone 3 alterna a sua posição. É importante uma escolha adequada da posição dos geofones de referência, pois esta permite o registo das vibrações para um grande número de modos de vibração do arco.

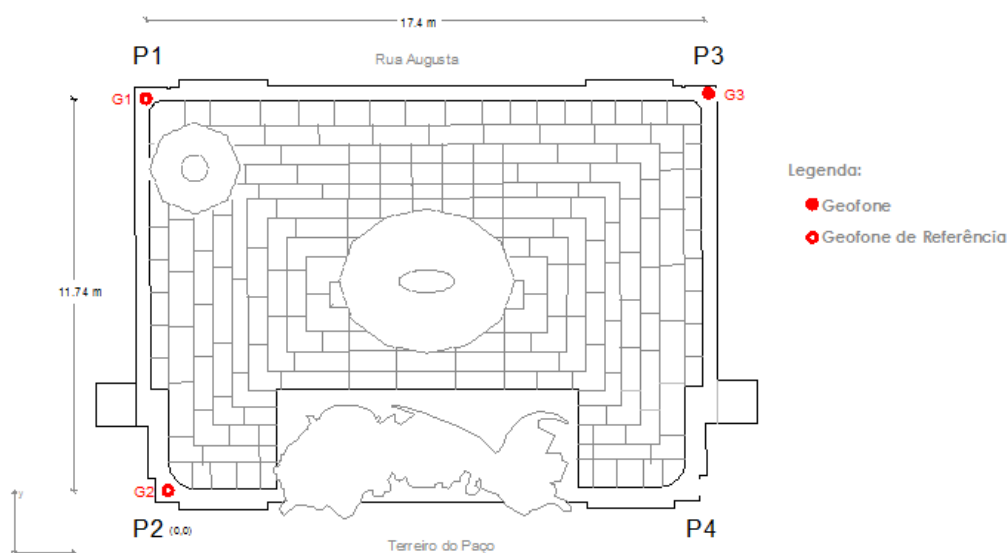
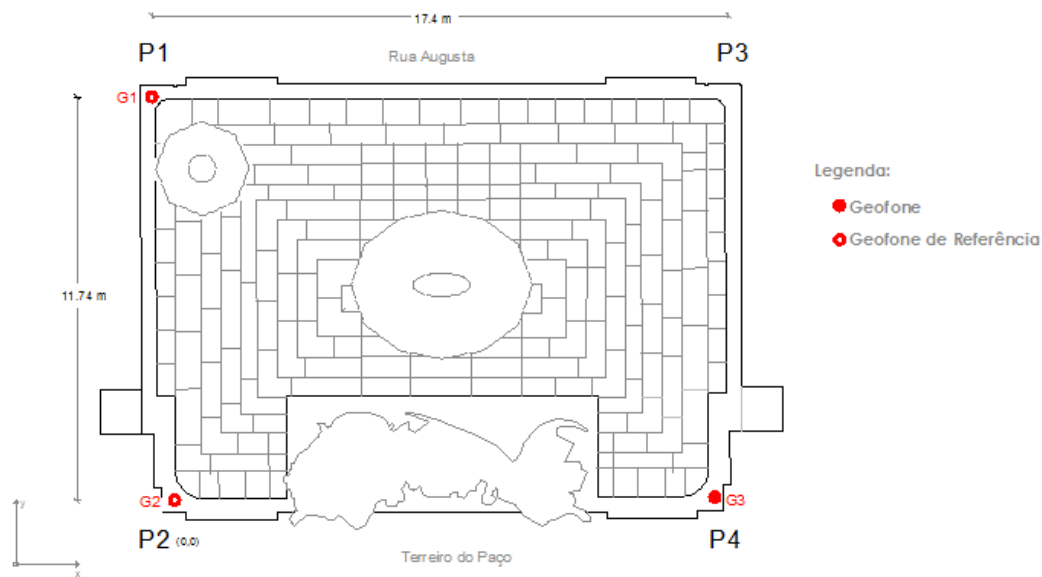


Figura 5.8: Pontos Instrumentados no *setup* 1



**Figura 5.9: Pontos Instrumentados no *setup* 2**

No que diz respeito à duração e à frequência da leitura, o ensaio foi dividido em dois *setups*. No primeiro *setup* foram colocados os três geofones, conforme o disposto na figura 5.8, mantendo a mesma posição dos geofones, foram realizadas duas leituras com um tempo de gravação de 15 minutos e uma frequência de 100 Hz para cada leitura, intervaladas de 20 segundos. O segundo *setup* é semelhante ao primeiro com uma ligeira diferença, como é possível verificado na figura 5.9, a posição do geofone 3 é trocada. Relativamente ao tempo de gravação, bem como à frequência e ao intervalo entre *setup*'s utilizados, estes mantiveram-se, tabela 5.3. A adoção destes valores foi considerada suficiente para apresentar resultados experimentais razoáveis. No que concerne à frequência de amostragem considerada, de acordo com o *Teorema de Nyquist* é possível identificar com precisão frequências até 40 Hz, ou seja, 80% da metade do valor da frequência de amostragem.

SETUP	Localização			Hora de Aquisição (h:m:s)
	G1	G2	G3	
	(x;y)	(x;y)	(x;y)	
1	(0;11,74)	(0;0)	(17,4;11,74)	18:05:00 e 18:20:20
2	(0;11,74)	(0;0)	(17,4;0)	18:45:00 e 19:00:20

**Tabela 5.3: Tabela de Leituras**

Para uma melhor perceção do ensaio realizado encontram-se representadas nas figuras 5.10 e 5.11, algumas fotografias tiradas no decorrer do mesmo.

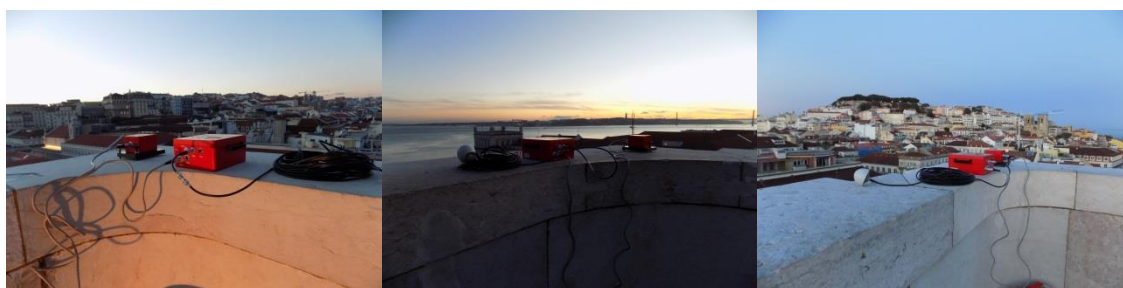


(a) geofone 1

(b) geofone 2

(c) geofone 3

Figura 5.10: Fotografias da campanha experimental *setup 1*



(d) geofone 1

(e) geofone 2

(f) geofone 3

Figura 5.11: Fotografias da campanha experimental *setup 2*

## 5.4 Identificação Modal Utilizando o *ARTEMIS*

### 5.4.1 Considerações Gerais

Durante a campanha experimental foi usado o programa de análise modal *ARTEMIS Modal*, para processamento e análise da informação recolhida. Nos dias que correm, este programa é uma das ferramentas mais poderosas e versáteis utilizadas na análise modal de todo o tipo de estruturas e na determinação/resolução de problemas de vibração, (SVS, 2015).

O *software ARTeMIS Modal* é composto por duas aplicações: o *ARTeMIS Testor* e o *ARTeMIS Extractor*. Na primeira aplicação são introduzidos os dados obtidos na campanha experimental e na segunda é feita a sua análise.

De forma mais detalhada, o *ARTeMIS Testor* permite uma definição simplificada da estrutura e posterior ligação entre os dados obtidos em campanha experimental e os pontos de medição onde esses dados foram obtidos. Estes dados são então exportados para o *ARTeMIS Extractor*, para realização da sua análise e processamento. A análise dos resultados pode ser efetuada recorrendo a seis abordagens diferentes, três no domínio da frequência (FDD, EFDD e CFDD) e três no domínio do tempo (SSI-UPC, SSI-PC e SSI-CVA).

### 5.4.2 Software ARTeMIS

Como anteriormente referido, o *software ARTeMIS Modal* é composto por duas aplicações o *ARTeMIS Testor* e o *ARTeMIS Extractor*. De modo a compreender melhor, o seu uso e a análise dos seus resultados, irá ser descrita de forma sucinta a sua aplicação na presente dissertação.

Foi definida primeiramente a estrutura do topo do arco de forma bastante simplificada, como o ilustrado na figura 5.12 e tabela 5.4. Nesta simplificação foi considerada a grande rigidez da estrutura e o ambiente que a envolve, optando-se apenas pela representação da cobertura do Arco, local onde foram efetuadas as medições.

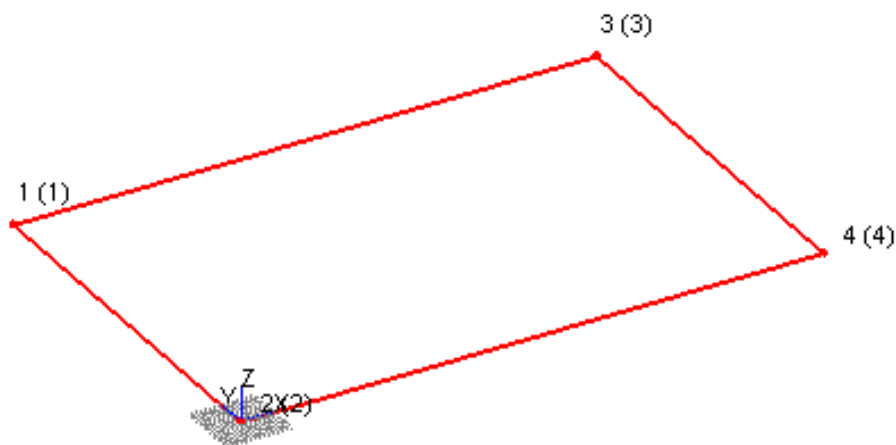


Figura 5.12: *ARTeMIS* Estrutura Simplificada

Ponto	Localização		
	X	Y	Z
1	0	11,74	0
2	0	0	0
3	17,4	11,74	0
4	17,4	0	0

Tabela 5.4: ARTeMIS Localização dos Pontos de Medição da Estrutura Simplificada

Recorrendo ao *ARTeMIS Testor*, foi definida primeiramente a estrutura de forma simplificada na secção *Geometry Generator*, identificando os pontos de medição, conforme o ilustrado na figura 5.12. Após a definição destes pontos e utilizando a secção *Data Organizer*, é feita a atribuição dos dados obtidos aos respetivos pontos, definindo o respetivo canal dos eixos em cada ponto. Estes canais representam os registos de velocidade medidos nas três direções ortogonais (x, y e z). Na figura 5.13 pode ser observado o registo da velocidade obtida nas três direções ortogonais do arco na leitura 1 pelo geofone 1.

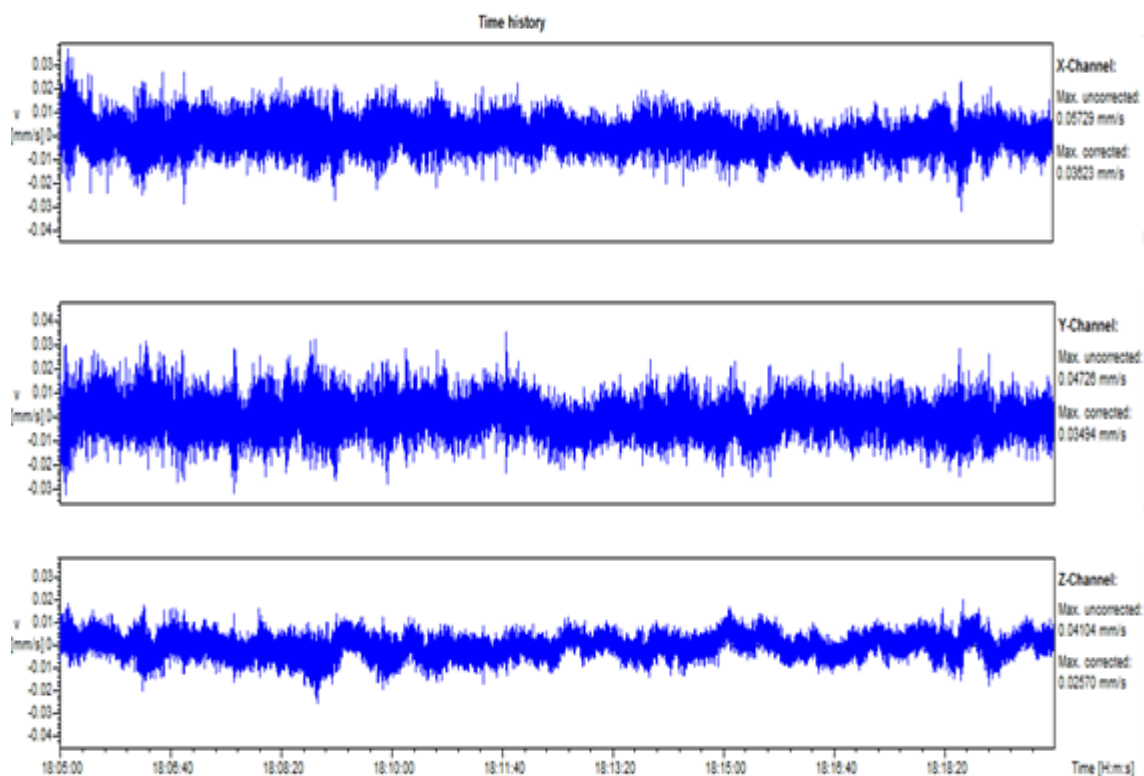


Figura 5.13: Registo de velocidades obtidas nas três direcções ortogonais, leitura 1 geofone 1



Por razões de simplificação, na análise do arco foram apenas representados os registos de velocidade em duas direções ortogonais (plano xy), como observado nas figuras 5.14 e 5.15. Esta simplificação é possível, uma vez que, os modos que interessam para a realização deste trabalho são os de origem horizontal.

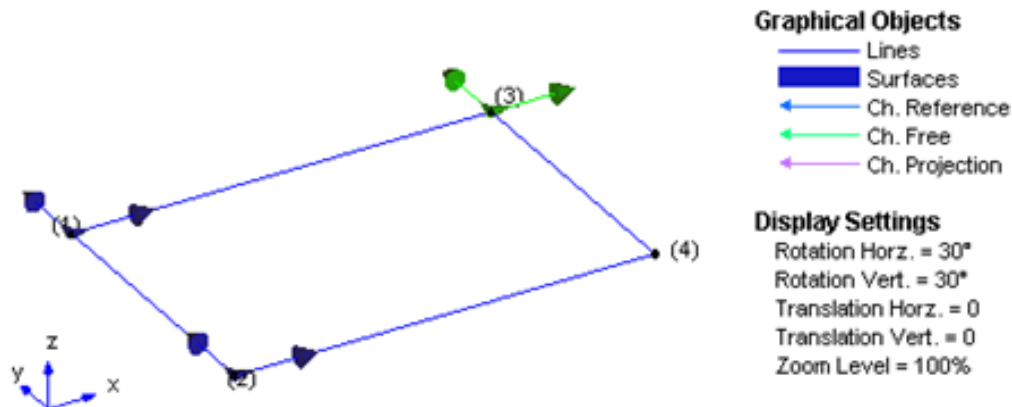


Figura 5.14: ARTeMIS localização dos registos de velocidade da leitura 1 e leitura 2

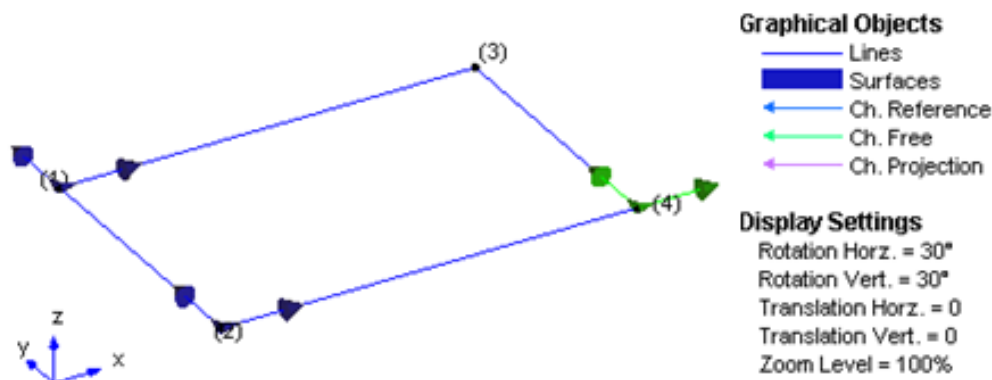


Figura 5.15: ARTeMIS localização dos registos de velocidade da leitura 3 e leitura 4

Finalizada a definição dos pontos de medição e de cada canal no *ARTeMIS TESTOR*, os dados são exportados para o *ARTeMIS Extractor*.

Nesta aplicação é possível analisar os dados obtidos em campanha experimental estimando os parâmetros modais da estrutura, frequências próprias e respetivos modos de vibração. Os parâmetros dinâmicos do arco da rua Augusta foram obtidos por aplicação da técnica EFDD.



### 5.4.3 Resultados do Software ARTeMIS

As curvas com os valores singulares médios e normalizados da matriz de funções de densidade espectral podem ser observadas da figura 5.16 à 5.19. Estas curvas permitem a identificação de valores de pico coincidentes com 4 modos de vibração — transversal, longitudinal, torção e distorção. Esta identificação foi feita tendo em conta a opção de escolha automática dos picos do espectro, ainda que, sejam observados outros picos estes são considerados como ruído. Da tabela 5.5 à 5.8, encontram-se apresentados os valores das frequências e os valores do coeficiente de amortecimento correspondentes aos diferentes modos de vibração.

Contudo, os valores dos coeficientes de amortecimento obtidos nos ensaios experimentais do arco são relativamente baixos, sendo irrelevantes para a realização de uma análise sísmica.

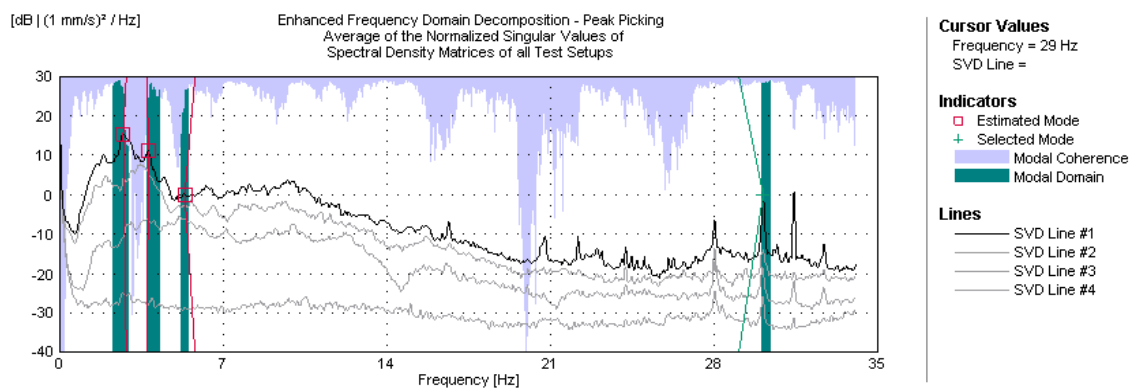


Figura 5.16: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 1 combinada com leitura 3

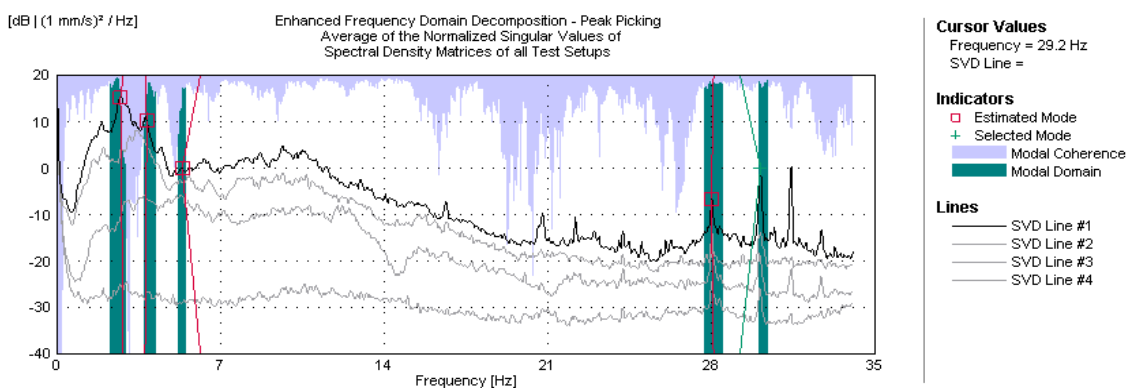


Figura 5.17: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 1 combinada com leitura 4

## 5.4 Identificação Modal Utilizando o ARTeMIS

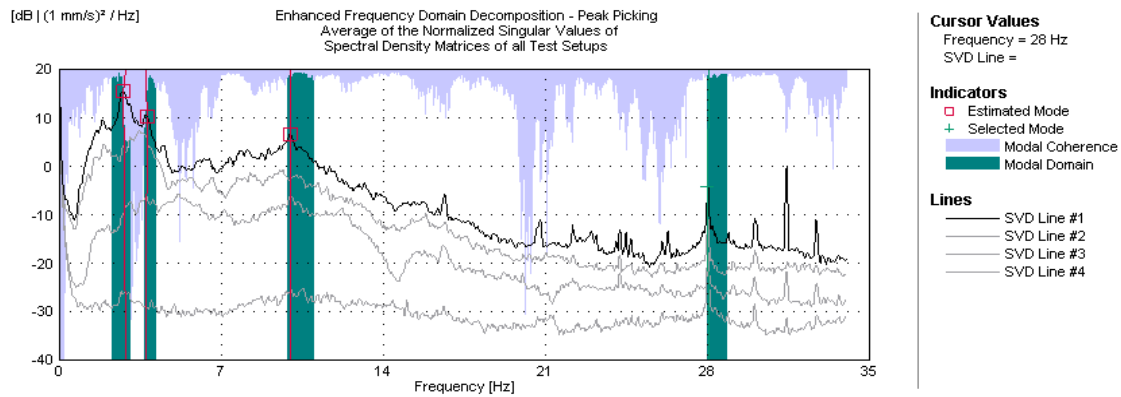


Figura 5.18: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 2 combinada com leitura 3

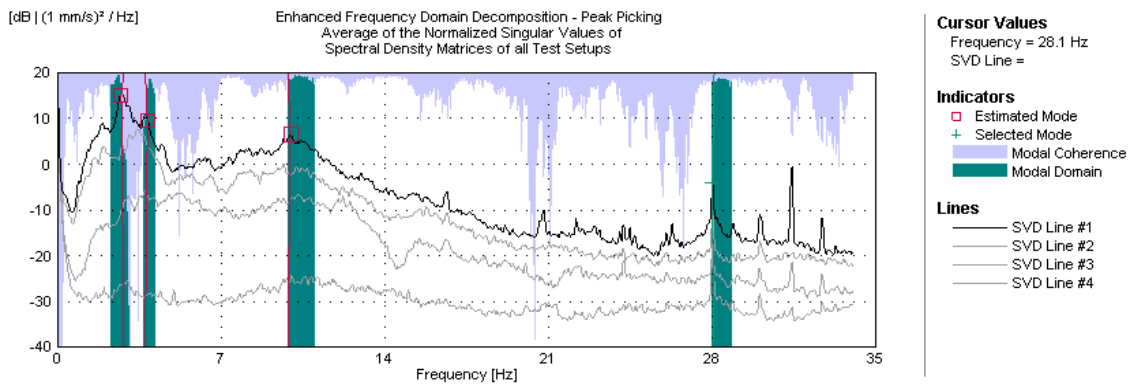


Figura 5.19: EFDD Espectro de potência de densidade espectral leitura 2 combinada com leitura 4

Modos	Leitura 1 combinada com leitura 3		
	Análise Modal	Frequência- $\bar{\omega}$ [Hz]	Amortecimento- $\xi$ [%]
1º Transversal	EFDD	2,868	0,09281
2º Longitudinal	EFDD	3,758	0,2523
3º Torção	EFDD	5,803	0,813
4º Distorção	EFDD	29,04	0,3559

Tabela 5.5: Frequências e amortecimentos leitura 1 combinada com leitura 3

Modos	Leitura 1 combinada com leitura 4		
	Análise Modal	Frequência- $\bar{\omega}$ [Hz]	Amortecimento- $\xi$ [%]
1º Transversal	EFDD	2,855	0,8762
2º Longitudinal	EFDD	3,782	0,2578
3º Torção	EFDD	6,152	0,3171
4º Distorção	EFDD	28,07	1,322
5º Distorção	EFDD	29,2	0,02249

**Tabela 5.6: Frequências e amortecimentos leitura 1 combinada com leitura 4**

Modos	Leitura 2 combinada com leitura 3		
	Análise Modal	Frequência- $\bar{\omega}$ [Hz]	Amortecimento- $\xi$ [%]
1º Transversal	EFDD	2,878	0,5905
2º Longitudinal	EFDD	3,737	0,07091
3º Torção	EFDD	9,981	0,7033
4º Distorção	EFDD	28,05	1,439

**Tabela 5.7: Frequências e amortecimentos leitura 2 combinada com leitura 3**

Modos	Leitura 2 combinada com leitura 4		
	Análise Modal	Frequência- $\bar{\omega}$ [Hz]	Amortecimento- $\xi$ [%]
1º Transversal	EFDD	2,854	0,2065
2º Longitudinal	EFDD	3,762	0,06543
3º Torção	EFDD	9,847	1,31
4º Distorção	EFDD	28,07	1,357

**Tabela 5.8: Frequências e amortecimentos leitura 2 combinada com leitura 4**

O recurso a este método de identificação modal EFDD e a execução de várias leituras permite a verificação dos resultados entre si, através da comparação entre os resultados obtidos, usando a técnica do domínio da frequência EFDD e as várias leituras realizadas. Esta compa-

ração é efetuada recorrendo a uma matriz MAC, que permite relacionar o grau de consistência entre duas combinações de leitura diferentes, conduzindo aos resultados das tabelas 5.9 à 5.14. Segundo Allemang, R. (2003), a função MAC é representada pela seguinte equação 5.1:

$$MAC = \frac{(\varphi_i^T \bar{\varphi}_i)^2}{(\varphi_i^T \varphi_i)(\bar{\varphi}_i^T \bar{\varphi}_i)} \quad (5.1)$$

onde  $\varphi_i$  e  $\bar{\varphi}_i$  são os vetores modais a serem comparados.

Esta função é útil quando é necessário saber a correlação existente entre dois modos, ao nível da deformada. Assim, quando o valor é um ou próximo de um, existe uma boa correlação entre os dois modo, no caso desse valor ser igual ou próximo de zero indica a ortogonalidade dos modos.

		Leitura 1 combinada com leitura 4			
Leitura 1 combinada com leitura 3		2.855 Hz	3.782 Hz	6.152 Hz	29.2 Hz
	2.868 Hz	0.9981	0.003339	0.05763	0.05763
	3.758 Hz	0.003913	0.9893	0.01533	0.07764
	5.803 Hz	0.03306	0.03442	0.9887	0.008042
	29.04 Hz	0.003944	0.1339	0.003224	0.466

**Tabela 5.9: Matriz MAC comparação entre Leituras (L1+L3; L1+L4)**

		Leitura 2 combinada com leitura 3			
Leitura 1 combinada com leitura 3		2.878 Hz	3.737 Hz	9.981 Hz	28.05 Hz
	2.868 Hz	0.9952	0.01509	0.1956	0.02984
	3.758 Hz	0.001343	0.9755	0.2073	0.008247
	5.803 Hz	0.04665	0.02332	0.7867	0.008042
	29.04 Hz	0.00345	0.1337	0.026	0.7719

**Tabela 5.10: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L3; L2+L3)**

Leitura 1 combinada com leitura 3	Leitura 2 combinada com leitura 4				
		2.854 Hz	3.762 Hz	9.847 Hz	28.07 Hz
	2.868 Hz	0.9903	0.004549	0.1854	0.01095
	3.758 Hz	0.001582	0.9643	0.1975	0.03572
	5.803 Hz	0.03875	0.03205	0.7938	0.1044
	29.04 Hz	0.002884	0.1641	0.02667	0.5152

Tabela 5.11: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L3; L2+L4)

Leitura 1 combinada com leitura 4	Leitura 2 combinada com leitura 3				
		2.878 Hz	3.737 Hz	9.981 Hz	28.05 Hz
	2.855 Hz	0.9921	0.02457	0.1945	0.03391
	3.782 Hz	0.008996	0.9655	0.2092	0.0158
	6.152 Hz	0.06445	0.01402	0.7885	0.04781
	29.2 Hz	0.004539	0.05493	0.01321	0.6224

Tabela 5.12: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L4; L2+L3)

Leitura 1 combinada com leitura 4	Leitura 2 combinada com leitura 4				
		2.854 Hz	3.762 Hz	9.847 Hz	28.07 Hz
	2.855 Hz	0.9951	0.0104	0.1855	0.01319
	3.782 Hz	0.004978	0.9755	0.1941	0.02416
	6.152 Hz	0.05659	0.02298	0.8	0.09824
	29.2 Hz	0.00293	0.03371	0.01023	0.8023

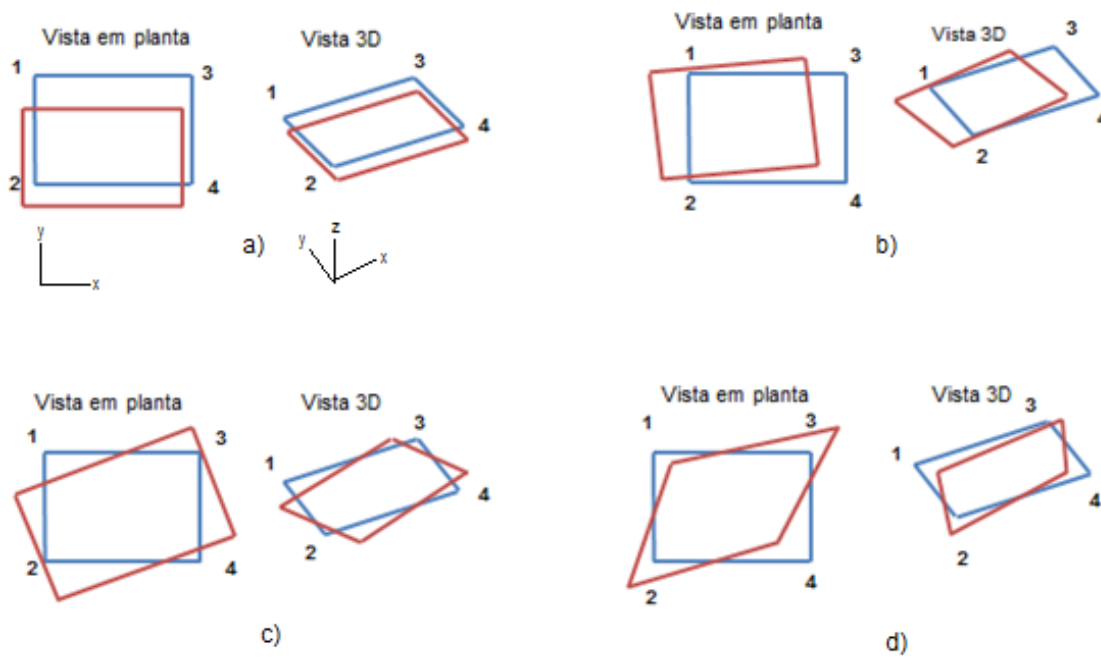
Tabela 5.13: Matriz MAC comparação entre leituras (L1+L4; L2+L4)

Leitura 2 combinada com leitura 3	Leitura 2 combinada com leitura 4				
		2.854 Hz	3.762 Hz	9.847 Hz	28.07 Hz
	2.878 Hz	0.996	0.0006896	0.1803	0.01044
	3.737 Hz	0.01301	0.9893	0.1968	0.02383
	9.981 Hz	0.1883	0.2089	0.9856	0.05623
	28.05 Hz	0.03095	0.02071	0.03174	0.8344

Tabela 5.14: Matriz MAC comparação entre leituras (L2+L3; L2+L4)

Analisando as matrizes MAC é possível verificar-se a aproximação dos resultados entre as diferentes leituras, pela diagonal da matriz, que apresentando valores próximos de um, mostra uma boa correlação entre as diferentes leituras, à exceção do quarto modo que apresenta um valor de consistência bastante reduzido.

Nas deformadas obtidas em cada leitura foi confirmada a presença dos 4 modos, estando representados na figura 5.20, os modos relativos à combinação da leitura 1 com a leitura 3.



**Figura 5.20: Modos obtidos pela técnica EFDD com combinação da leitura 1 com leitura 3: (a) 1º Modo- Transversal; (b) 2º Modo- Longitudinal; (c) 3º Modo- Torção; (d) 4º Modo-Distorção**

Analisando a figura 5.20 verifica-se que no primeiro e no segundo modo de vibração, apesar da configuração transversal e longitudinal ser dominante, não são totalmente puros podendo ser definidos como uma combinação de dois modos diferentes. No primeiro caso configuração transversal com longitudinal e no segundo caso, configuração longitudinal com torção.

## 5.5 Descrição da Modelação

### 5.5.1 Materiais e Propriedades

O comportamento dinâmico real do arco depende em grande parte das características dos materiais.

Existem no *ELS* alguns modelos de materiais predefinidos, como é o caso dos modelos em alvenaria de pedra. Definindo/ alterando certos parâmetros, nas propriedades dos materiais do modelo, é possível ajustar este modelo ao material utilizado na construção do arco da rua Augusta.

A tabela 4.1, mostra os valores adotados para a caracterização do calcário: peso volúmico ( $\rho$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), a tensão máxima de compressão ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ) e a tensão máxima de tração ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ).

### 5.5.2 Modelação da Estrutura

- **Configuração do arco**

A modelação do arco foi executada cuidadosamente de acordo com os desenhos do arco, resultantes do levantamento efectuado no âmbito de uma intervenção estrutural recente ao arco da rua Augusta (Arnaut, M., 2012). As fundações foram consideradas como encastramentos perfeitos ao nível da base, visto que não foi possível obter qualquer informação relativa à solução adotada no arco. Esta modelação foi feita em três fases distintas, cada fase representa a modelação de um corpo constituinte do arco, dois corpos laterais e um corpo central mais elevado.

Na geometria do arco foram utilizados pequenos elementos prismáticos de quatro nós ligados entre si por meio de molas, que conferem a geometria desejada à peça estrutural. A escolha destes elementos teve em consideração a formação de uma malha o mais regular possível, para melhorar os resultados obtidos. Além de uma malha regular, esta também deve ser bastante refinada e praticamente uniforme. No entanto, devido à configuração do modelo, bem como às capacidades do próprio programa, foi difícil adotar uma malha completamente unifor-

me. Deste modo, a malha adotada foi considerada adequada e suficiente para obter bons resultados.

Foram ainda modelados todos os espaços abertos no interior do arco, de modo a tornar o modelo o mais realístico possível.

- **Condições de apoio**

Numa primeira fase da modelação do arco, relativamente às ligações ao exterior, foi considerado o seguinte:

- As ligações entre arco e solo de fundação foram modeladas como sendo encastramentos perfeitos;
- Ligações entre arco e edifícios adjacentes não foram consideradas;

Posteriormente, de forma a tornar o modelo mais real, a configuração das condições de apoio foram alteradas. Assim, para uma simulação adequada das ligações do arco aos edifícios adjacentes, foram adicionados, lateralmente, dois blocos de material elástico com características ajustadas, de modo a simular a rigidez conferida pelos mesmos ao arco.

- **Modelo final**

O modelo final do Arco da Rua Augusta é apresentado em seguida, da figura 5.21 à figura 5.27.



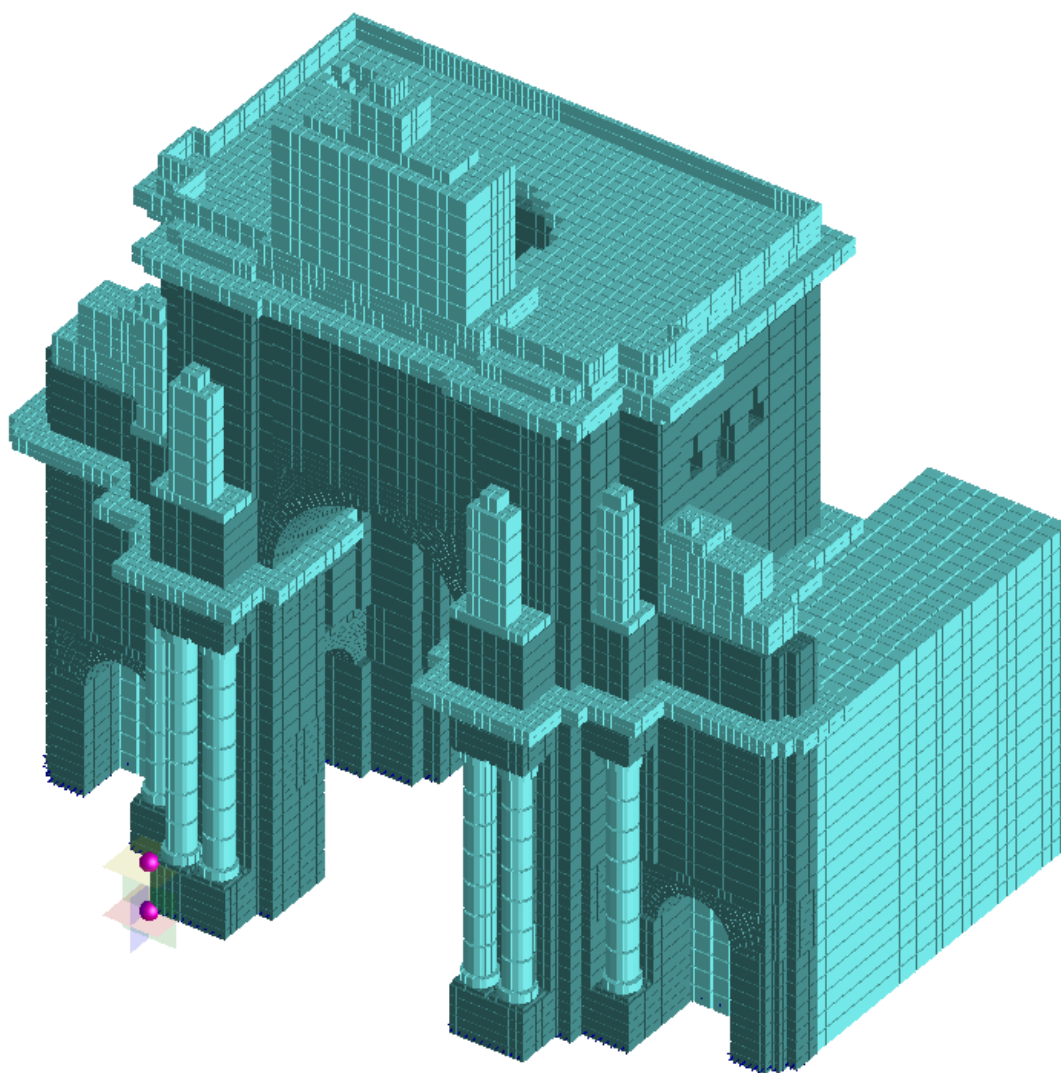


Figura 5.21: Modelação do arco da rua Augusta: Vista em 3D

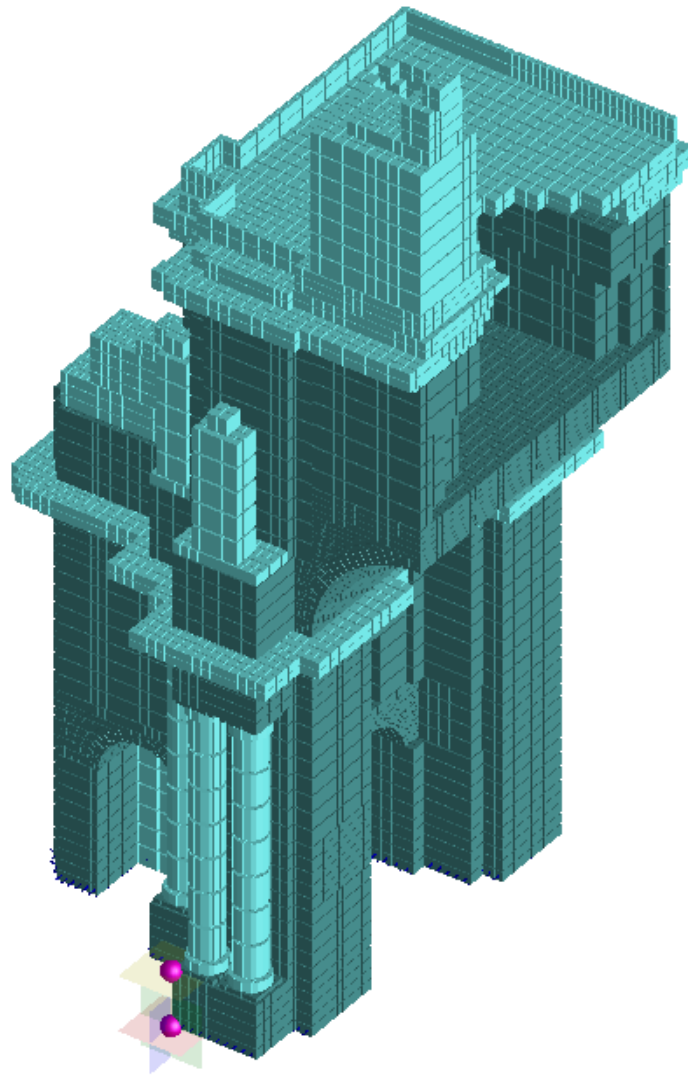


Figura 5.22: Modelação do arco da rua Augusta: Corte Vertical nº1

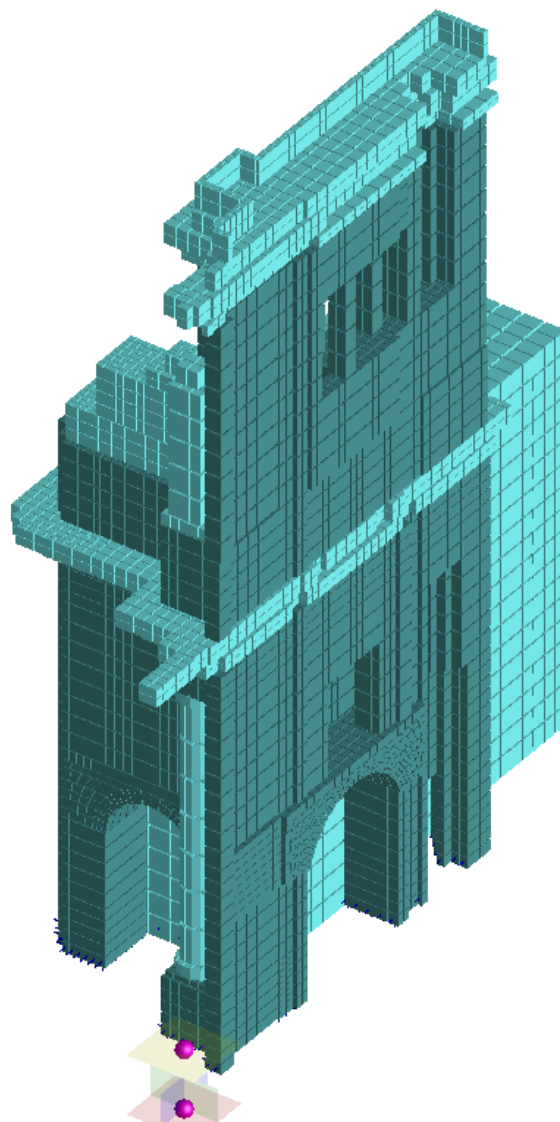


Figura 5.23: Modelação do arco da rua Augusta: Corte Vertical nº2

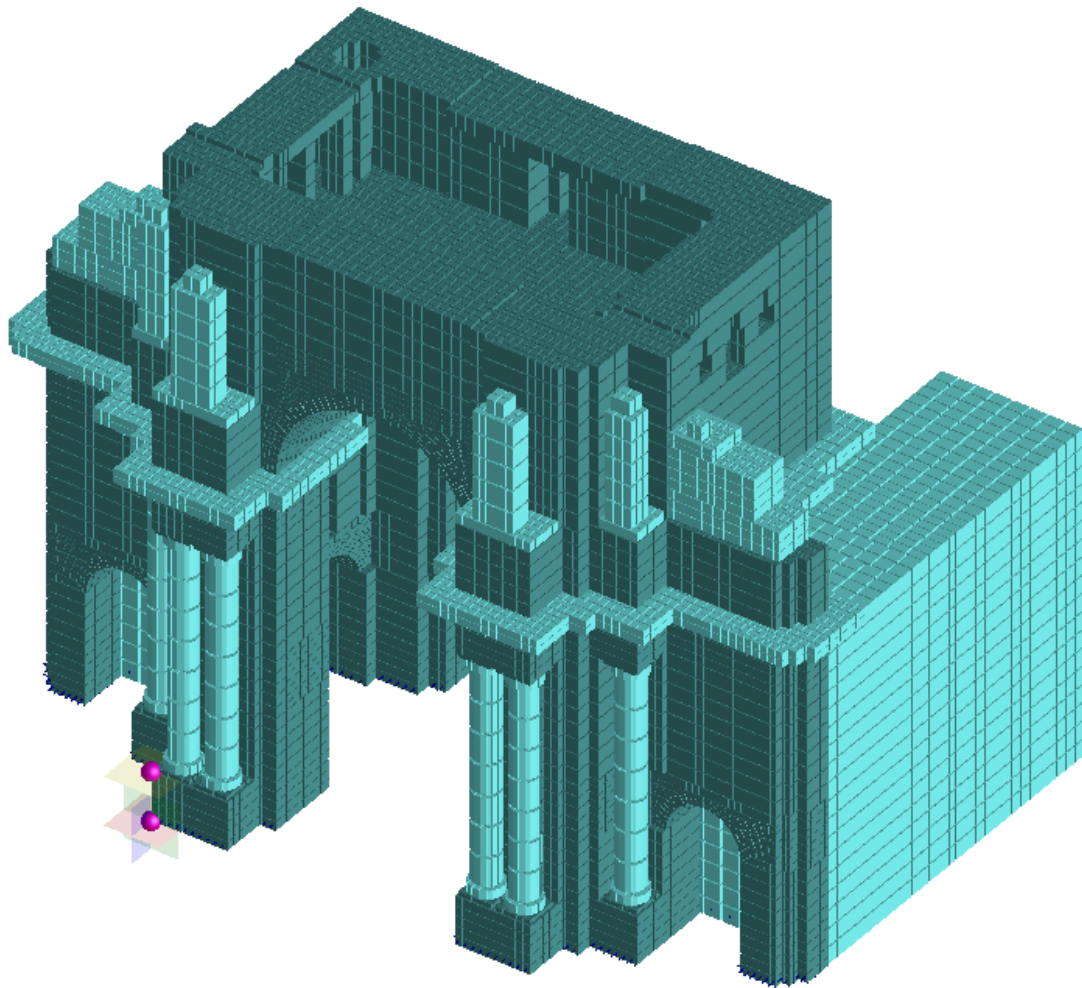


Figura 5.24: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº1: Sala do relógio

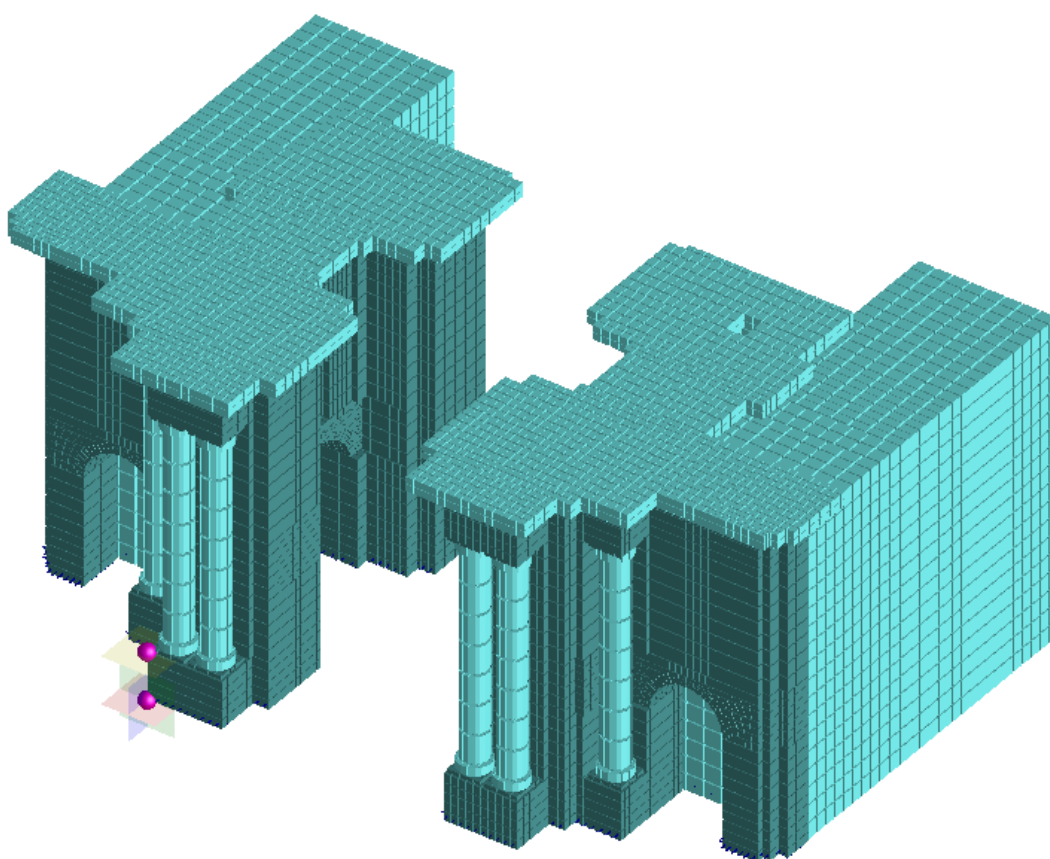


Figura 5.25: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº2: ao nível dos corpos laterais

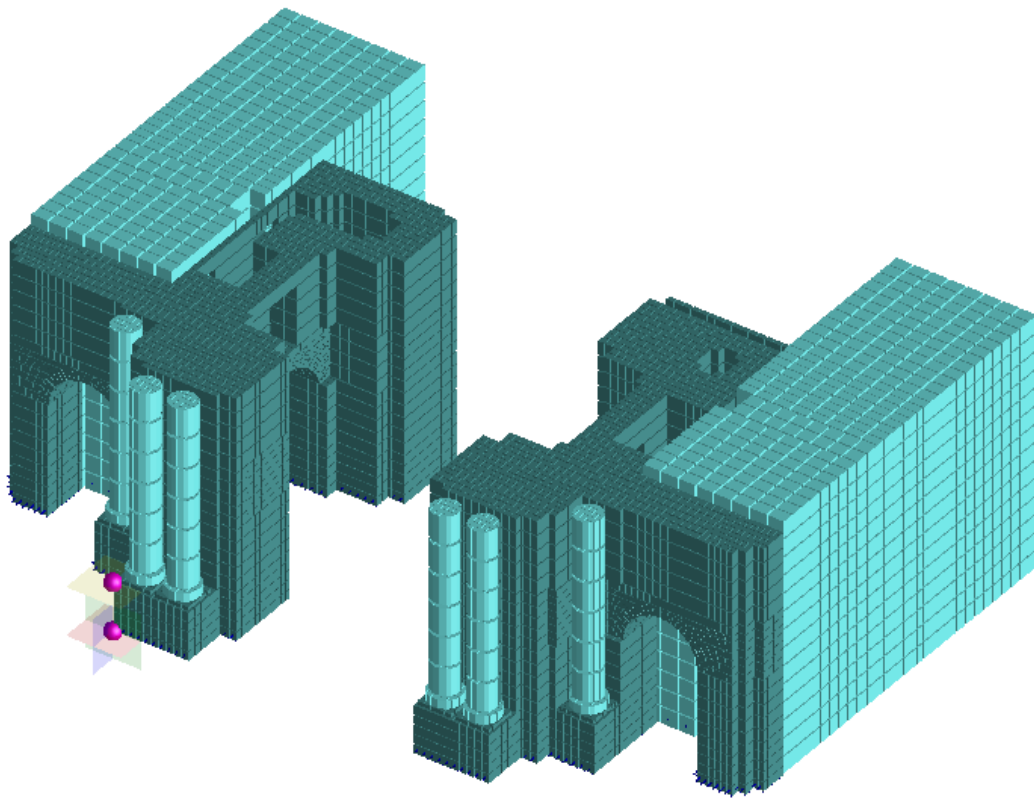


Figura 5.26: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº3: a meio dos corpos laterais

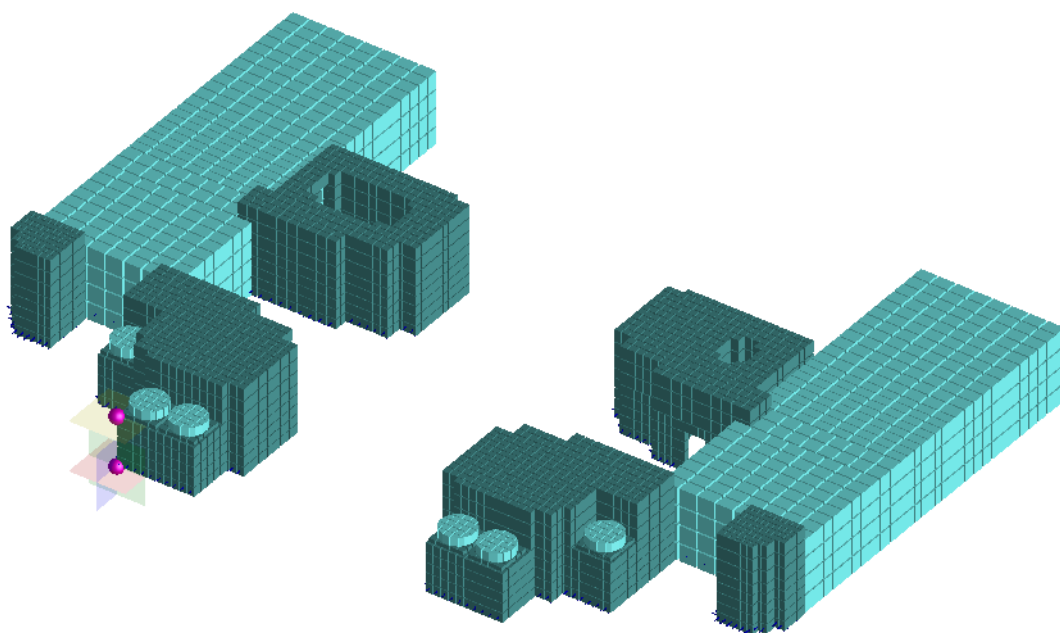


Figura 5.27: Modelação do arco da rua Augusta: Corte horizontal nº4: Base do arco.

### 5.5.3 Validação do Modelo Numérico

A validação do modelo numérico foi realizada com base na identificação de parâmetros modais – frequências e modos de vibração – obtidos na fase experimental de ensaios ao arco da rua Augusta. Desta maneira, através de correções e aperfeiçoamentos efetuados foi possível originar um modelo adequado, capaz de simular o comportamento do arco.

- **Calibração do modelo**

O processo de calibração de modelos numéricos tem como objetivo a correção de alguns parâmetros do modelo concebido inicialmente, de modo a tornar mínimas as diferenças entre os resultados numéricos e experimentais.

A abordagem adotada na presente dissertação foi uma abordagem intuitiva, esta permite detetar as variáveis mais influentes na aproximação entre os resultados numéricos e experimentais. A comparação entre os dados experimentais e numéricos, mais precisamente frequências e modos de vibração, teve como fundamento o cálculo do erro relativo entre frequências e a aplicação da função MAC (5.1), aos vectores da configuração modal do arco.

- **Análise de sensibilidade**

A análise de sensibilidade consistiu sobretudo no estudo da ligação do arco ao terreno de fundação e meio envolvente, bem como no módulo de elasticidade do material que o constitui.

Numa aproximação inicial, ao nível das condições de fronteira, foram consideradas as seguintes:

- Restrição das rotações e translações ao nível da base;
- Ligação do arco a edifícios adjacentes nula;

Feita esta análise modal e de acordo com os valores dos parâmetros modais obtidos em fase experimental, constatou-se a necessidade de fazer variar alguns parâmetros do modelo numérico, tais como — condições de fronteira/apoio e propriedades do material — por forma a aproximar a resposta dinâmica do modelo à resposta dinâmica da estrutura real. Posto isto, foram consideradas as seguintes alterações:

- Restrição das rotações e translações ao nível da base mantida;
- Variação dos valores do módulo de elasticidade.
- Colocação de dois blocos laterais, em material elástico, por forma a simular a presença dos edifícios adjacentes ao arco;
- Variação do módulo de elasticidade do material elástico, de modo a aproximar os parâmetros modais obtidos da análise matemática aos obtidos em fase experimental.

- **Verificação do modelo numérico final**

As alterações efetuadas durante o processo de calibração do modelo matemático do arco revelaram uma calibração aceitável, como pode ser confirmado através das matrizes MAC, apresentadas nas tabelas 5.15 e 5.16.



	Modelo numérico em ELS			
EFDD		2.67 Hz	2.732 Hz	3.826 Hz
	2.868 Hz	0.01612	0.04724	0.9338
	3.758 Hz	0.06791	0.948	0.0335
	5.803 Hz	0.8492	0.01998	0.002743

Tabela 5.15: Matriz MAC comparação entre análise experimental e análise numérica pré-calibração

	Modelo numérico em ELS			
EFDD		3.09 Hz	3.467 Hz	5.309 Hz
	2.868 Hz	0.9068	0.06175	0.0008716
	3.758 Hz	0.06242	0.893	0.02188
	5.803 Hz	0.06181	0.00972	0.463

Tabela 5.16: Matriz MAC comparação entre análise experimental e análise numérica pós-calibração

A tabela 5.15 demonstra que o primeiro e terceiro modo são completamente ortogonais. Com a realização de uma calibração adequada foi possível melhorar a correlação entre estes modos tornando o modelo mais fidedigno, tabela 5.16. No que diz respeito às frequências são apresentados nas tabelas 5.17 e 5.18, o valor dos erros relativos entre análises, antes e depois da calibração. A figura 5.28 apresenta a comparação entre as frequências obtidas, em cada uma das análises, após calibração do modelo.

Erro relativo entre frequências			
Frequência [Hz]- Geo	Frequência [Hz]- ELS	$\Delta$	Erro relativo [%]
2.868	2.67	0.198	6.904
3.758	2.732	1.026	27.302
5.803	3.826	1.977	34.069

Tabela 5.17: Cálculo do erro relativo entre frequências pré-calibração

Erro relativo entre frequências			
Frequência [Hz]- Geo	Frequência [Hz]- ELS	$\Delta$	Erro relativo [%]
2.868	3.062	-0.194	6.766
3.758	3.467	0.291	7.744
5.803	5.309	0.494	8.515

Tabela 5.18: Cálculo do erro relativo entre frequências

Observando os resultados obtidos da análise das frequências, tabela 5.18, verificar-se que o erro relativo é inferior a 10%, o que representa uma boa correlação entre resultados.

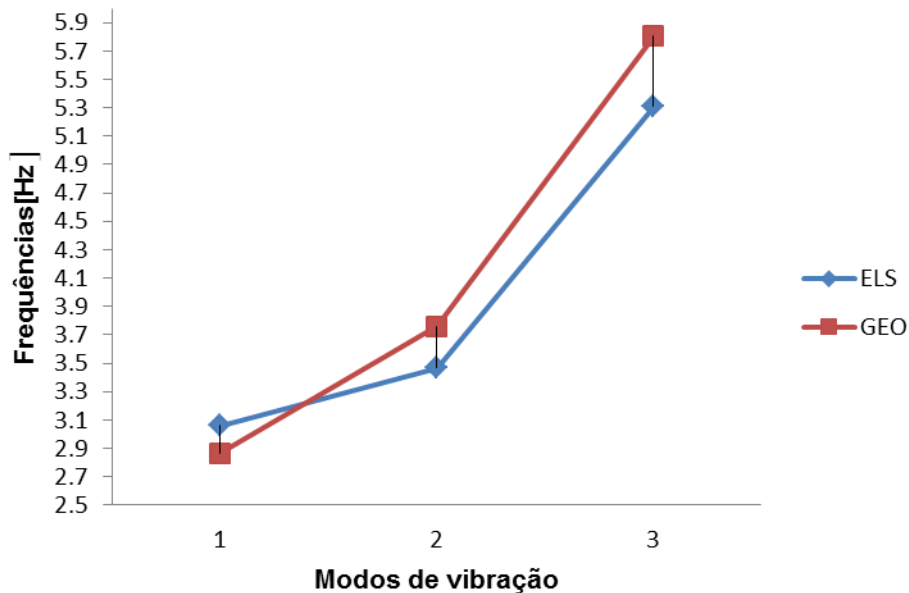


Figura 5.28: Comparação gráfica entre frequências

Como referido anteriormente é necessária a consideração de algumas limitações na identificação modal estocástica. Embora esta identificação permita adquirir resultados satisfatórios para a calibração de modelos numéricos de forma fidedigna, devido ao baixo nível de excitação e ao baixo amortecimento, esta identificação apresenta algumas incertezas.

O baixo nível de excitação apenas permite a calibração do modelo numérico em regime elástico. Quando a estrutura é sujeita a elevados níveis de excitação, a estrutura pode progredir para um regime inelástico e consequentemente tornar esta calibração menos adequada.

É necessário referir também, que os coeficientes de amortecimento obtidos na identificação modal estocástica, devido ao seu baixo nível de excitação, são irrelevantes para uma análise sísmica.

Deste modo, é fundamental considerar as incertezas acima referidas, pois, a calibração obtida inicialmente pode conduzir a um comportamento da estrutura diferente do real, quando realizada uma análise não linear com um nível alto de solicitação.



## Capítulo 6

# 6 Análise Sísmica Não Linear

### 6.1 Considerações Gerais

Existem diversas maneiras de considerar o risco sísmico de uma zona; desde metodologias que têm por base a intensidade macrossísmica, por exemplo a Escala Macrossísmica Europeia, passando pelos espectros de resposta propostos nas normas em vigor, até à caracterização por meio de acelerogramas reais. Em alguns países, o risco sísmico é considerado a partir de estudos realizados em outros lugares, relacionando as condições em que o estudo inicial foi realizado com as condições próprias da zona em estudo (Vargas, Y., F., 2013).

Para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas é necessário a realização de uma análise sísmica adequada. As análises sísmicas podem ser de dois tipos:

- Análises lineares, em que a não linearidade da estrutura é considerada de forma indireta, recorrendo a coeficientes de comportamento;
- Análises não lineares, têm em conta o comportamento não linear de estruturas.

A escolha do tipo de análise assenta essencialmente no tipo de informação que se pretende obter da resposta da estrutura a um determinado evento sísmico. O presente capítulo tem como objetivo, a apresentação de uma metodologia para a avaliação da vulnerabilidade sísmica com base numa análise sísmica não linear.

Entende-se por vulnerabilidade sísmica a maior ou menor propensão de um edifício em sofrer danos, quando se encontra sujeito a uma dada ação sísmica. A vulnerabilidade sísmica encontra-se relacionada com a conceção e o modo de execução da estrutura, com a alteração dos

materiais e envelhecimento dos mesmos, sendo independente da zona de implantação do edifício, (Codices, M., J., 2015).

A classificação dos danos é feita de acordo com a gravidade dos mesmos, variando entre a ausência de dano e o colapso da estrutura. Existem na literatura da especialidade alguns documentos que permitem classificar os diferentes estados de danos. HAZUS-99 (1999) e Risk-UE (2004) definem 4 estados de dano possíveis: 1-leve, 2-moderado, 3-extensivo e 4-total.

Na tabela 6.1, encontram-se classificados os diferentes estados de dano, sofridos por um edifício em alvenaria de pedra, quando submetido a um fenómeno de natureza sísmica segundo HAZUS-99 (1999).

Dano ligeiro	<ul style="list-style-type: none"> <li>-abertura de fissuras ou pequenas fendas na parede;</li> <li>-fissuras ou fendas de maior dimensão na envolvente de vãos em paredes com maior área aberta</li> <li>-movimento de lintéis;</li> <li>-fendas na base dos parapeitos.</li> </ul>
Dano moderado	<ul style="list-style-type: none"> <li>-fissuras diagonais na maioria das superfícies das paredes;</li> <li>-fendas diagonais em algumas paredes;</li> <li>-separação de diafragmas das paredes;</li> <li>-fendas significativas nos parapeitos;</li> <li>-queda de algumas pedras constituintes das paredes.</li> </ul>
Dano extenso ou grave	<ul style="list-style-type: none"> <li>-fendas extensas em paredes com grande área de aberturas;</li> <li>-queda de elementos salientes e de algumas paredes;</li> <li>-movimento de vigas e treliças em relação ao seu suporte.</li> </ul>
Dano completo ou colapso	<ul style="list-style-type: none"> <li>-colapso da estrutura ou perigo de colapso iminente, no próprio plano ou para fora do plano;</li> <li>-aproximadamente 15 % da área total do edifício entra em colapso ou em risco de colapso.</li> </ul>

**Tabela 6.1: Classificação dos estados de dano de edifícios em alvenaria de pedra de acordo com Hazus, (FEMA, 2003b apud Lamego, P., 2014)**

## 6.2 Caracterização da Ação Sísmica

A caracterização da ação sísmica através da intensidade ou magnitude do sismo não é suficiente para a análise da resposta de estruturas quando sujeitas a este tipo de solicitação. Quan-

do o objetivo é a análise da resposta sísmica das estruturas, esta ação deverá ser incluída nas metodologias de análise estrutural atualmente existentes (Guerreiro, L., 2011). Assim, existem três formas possíveis para a caracterização da ação sísmica:

- Representação por série de acelerações (registo real ou gerado artificialmente);
- Representação através da função de densidade espectral de potência;
- Representação por espectro de resposta.

A forma mais direta de analisar o comportamento de uma estrutura, sujeita à ação de um determinado sismo, é através da representação de uma série de acelerações. No entanto, a verificação da segurança de uma estrutura não pode ser feita analisando a resposta para um único sismo, tornando o processo moroso. Eventualmente se a estrutura tiver um comportamento não linear a utilização de séries de acelerações é recomendável, o que acontece na presente dissertação.

No que concerne à representação através da função densidade espectral de potência (espectro de potência), esta não é facilmente integrável na metodologia existente, estando por isso associada a modelos com um pequeno número de graus de liberdade. Porém, é uma ferramenta essencial ao processo de geração de séries de acelerações artificiais, (Guerreiro, L., 2011).

Como referido anteriormente, no presente estudo irá ser utilizada a representação por série de acelerações. Em virtude do número de fatores que influenciam o registo sísmico num determinado local, um número significativo de registos sísmicos reais, para a simulação local da ação sísmica, torna-se difícil de adquirir. Para contornar este problema é habitual o uso de acelerações artificiais, geradas em conformidade com as características esperadas para a ação sísmica daquele local (Guerreiro, L., 2011).

- **Geração de acelerogramas artificiais a partir do espectro de potência**

A caracterização da ação sísmica por meio de acelerogramas deve ser capaz de representar adequadamente a zona onde os edifícios em estudo se encontram implementados, isto é, os espectros dos acelerogramas devem ser compatíveis com o espectro de resposta elástico da zona, (Vargas, Y., F., 2013).

Um método proposto capaz de gerar acelerogramas artificiais é apresentado por Levy, S. and Wilkinson, J., P., (1976). Este método permite a representação de um acelerograma, admitindo-se uma sobreposição de séries harmónicas através da seguinte expressão:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (6.1)$$

Onde,  $A_k$  é a constante real positiva a determinar,  $\omega_k$  é a frequência central da banda de largura  $\Delta\omega$ , calculada através de  $\omega_k = (k - 1/2)\Delta\omega$ , e  $\varphi_k$  é o ângulo de fase gerado aleatoriamente no intervalo  $[0; 2\pi]$ .

A sobreposição de um elevado número de componentes harmónicas, com amplitudes obtidas a partir da discretização da função 6.1, representa o processo aleatório (acelerograma). A amplitude de cada série harmónica é dada pela seguinte equação:

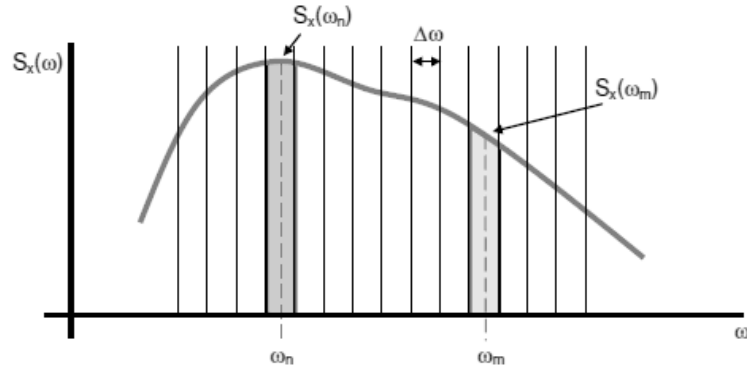
$$A_k^2 = 2S_x(\omega_k)\Delta\omega \quad (6.2)$$

Assim, é possível representar este processo através da seguinte série de funções harmónicas:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2S_x(\omega_k) \cdot \Delta\omega} \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (6.3)$$

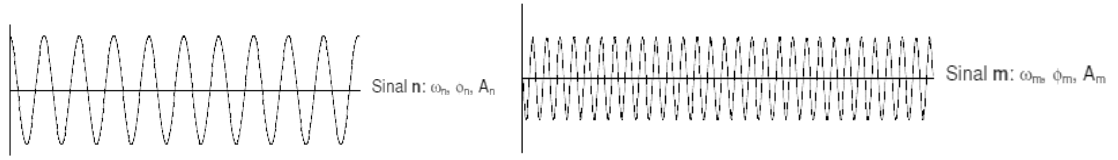
Posto isto, o processo para gerar um sinal artificial e estacionário consiste na divisão de um número elevado de bandas de largura  $\Delta\omega$ , às quais está associado um valor do espectro de potência definido através do valor espectral para a frequência central da banda  $S_x(\omega_k)$ , tornando possível o cálculo da amplitude associada à série harmónica de frequência  $\omega_k$ . A série final obtém-se pela sobreposição das  $N$  harmónicas, associando a cada harmónica um ângulo de fase  $\varphi_k$ , gerado aleatoriamente, obedecendo a uma distribuição uniforme no intervalo de  $[0 ; 2\pi]$ , (Guerreiro, L., 2011). Para um melhor entendimento deste processo, encontra-se ilustrado nas figuras 6.1 e 6.2 um esquema do mesmo.





(a) Espectro de potências, dividido em bandas

Figura 6.1: Esquema de geração acelerogramas artificiais a partir de espectros de potência: (a) Espectro de potências, dividido em bandas, (Guerreiro, L., 2011)



(b) Função harmónica associada ao sinal  $n$

(c) Função harmónica associada ao sinal  $m$



(d) Sinal artificial

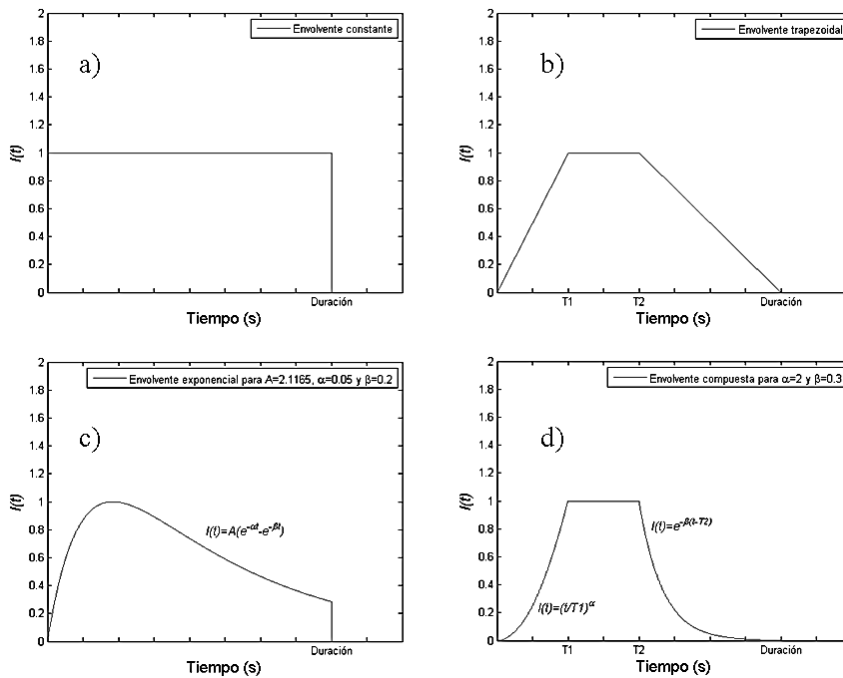
Figura 6.2: Esquema de geração acelerogramas artificiais a partir de espectros de potência: (b) Função harmónica associada ao sinal  $n$ ; (c) Função harmónica, associada ao sinal  $m$ ; (d) Sinal artificial, (Guerreiro, L., 2011)

Contudo, este processo de geração de sinal permite gerar apenas o sinal estacionário. A determinação da variação da intensidade do sinal, com o tempo, é corrigido à *posteriori* recorrendo a funções envolventes,  $I(t)$ . Assim, para simular o carácter transitório do sismo, a equação 6.1 deve ser multiplicada por uma função envolvente  $I(t)$ , resultando a seguinte expressão:

$$X(t) = I(t) \sum_{k=1}^N A_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (6.4)$$

A função envolvente adotada deve apresentar características capazes de representar as várias fases sísmicas. Assim, uma função no tempo com crescimento inicial (a partir do repouso), com um patamar onde a intensidade máxima do movimento é atingida e finalmente com um decréscimo de intensidade, apresenta as características pretendidas para a correção do acelerograma estacionário.

Existem diversas funções envolventes, com maior ou menor complexidade, propostas na literatura destacando-se alguns modelos na figura 6.3 — modelo de envolvente constante, modelo trapezoidal de Hou, S., (1968), modelo exponencial de Liu, S., C., (1969) e o modelo composto de Jennings, P., C., (1968).



**Figura 6.3: Funções envolventes: (a) Modelo constante; (b) Modelo de Hou (1968); (c) Modelo de Liu (1969); Modelo de Jennings (1968), (Vargas, Y., F., 2013)**

Por aplicação, por exemplo, da segunda derivada do integral de Duhamel, equação 6.5, à função  $X(t)$  é obtido o espectro de resposta inerente ao acelerograma gerado artificialmente, permitindo verificar se este se encontra, ou não, em conformidade com espectro de resposta regulamentar.

$$x(t) = -\frac{1}{m\omega_a} \int_0^T m\ddot{x}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (6.5)$$

### 6.2.1 Formulação da Ação Sísmica do Arco da Rua Augusta

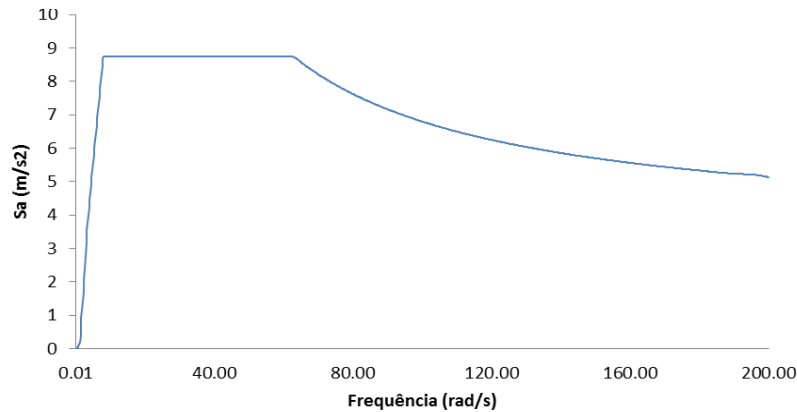
Como referido no ponto anterior, para a avaliação da resposta sísmica não linear do arco da rua Augusta, é necessário definir a ação sísmica na forma de acelerogramas. Estes acelerogramas foram gerados artificialmente através de uma rotina *Matlab* pré-existente e em conformidade com a NP EN 1998-1, pelo espectro de resposta elástico. De acordo com o ponto 3.2.3.1.2 da NP EN 1998-1 é necessário a utilização de pelo menos três acelerogramas artificiais.

A caracterização da ação sísmica teve como critério a geração de acelerogramas inerentes ao espectro de resposta elástico regulamentar, figura.6.4. Este espectro é definido como uma função da sismicidade local, das características do terreno de fundação, da classe de importância do edifício bem como do coeficiente de amortecimento considerado na estrutura. Na tabela 6.2, apresenta-se a caracterização da ação sísmica utilizada na presente dissertação.

Caracterização da ação sísmica horizontal	
Ação sísmica	Tipo 1
Zona sísmica de Lisboa	Zona 3
Tipo de terreno	Tipo D
Classe de importância	Nível 3 (consideração da importância do ponto de vista histórico e cultural)
Amortecimento	$\xi=5\%$
Duração	45 s

**Tabela 6.2: Caracterização ação sísmica horizontal, para o arco da rua Augusta**

Portugal considera dois tipos de ação sísmica, consequentes dos dois cenários sísmicos possíveis. A ação sísmica considerada no presente trabalho é do Tipo 1, representando o cenário mais desfavorável ao caso de estudo.

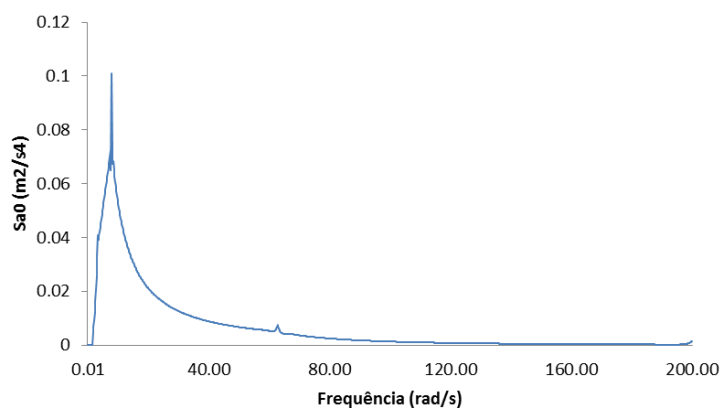


**Figura 6.4: Espectro de resposta elástico regulamentar da ação sísmica**

O processo de geração de acelerogramas, requer o conhecimento da função de densidade espectral de potência. Contudo, não existe nenhum processo que permita calcular diretamente a função de densidade espectral de potência a partir do espectro de resposta. Existem, no entanto, processos que permitem obter espectros de resposta a partir de espectros de potência, permitindo a determinação do espectro potência pretendido através de um processo iterativo (Guerreiro, L., 2011).

Este processo tem como base a correção sucessiva de um espectro de potência estimado inicialmente. Estas correções são baseadas na comparação do espectro de resposta associado ao espectro de potência, obtido em cada iteração, com o espectro regulamentar, (Guerreiro, L., 2011).

O espectro de potência elástico, definido para o sismo regulamentar caracterizado na tabela 6.2, encontra-se ilustrado na figura 6.5.



**Figura 6.5: Densidade espectral de potência de aceleração**

A geração do acelerograma é possível através da sobreposição de séries harmônicas com amplitudes obtidas a partir do espectro de potência, conforme o descrito na secção 6.2. Posto isto, um dos acelerogramas artificiais gerados através do espectro de potência é apresentado na figura 6.6.

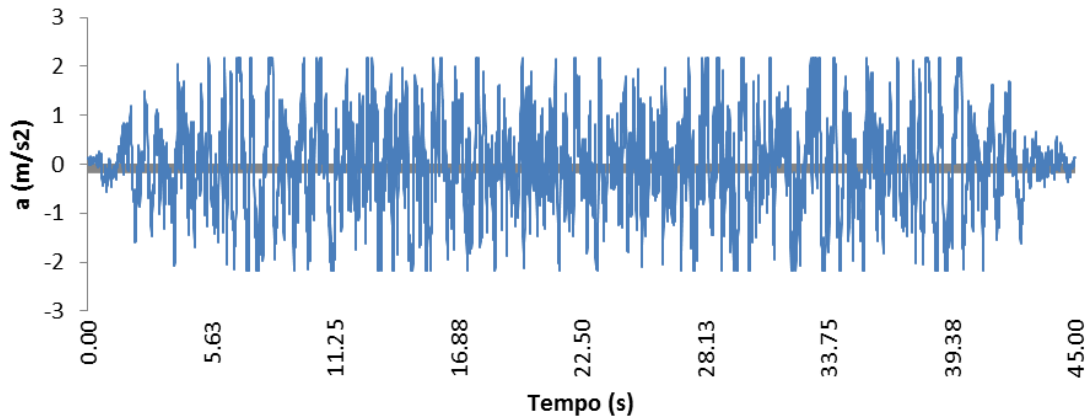


Figura 6.6: Acelerograma gerado artificialmente

Segundo o ponto 3.2.3.1.2.(4) da NP EN 1998-1, o conjunto de acelerogramas artificiais deverá respeitar as seguintes regras:

- Deverão ser utilizados no mínimo três acelerogramas;
- Num domínio de período compreendido entre  $0,2T_1$  e  $2T_1$ , sendo  $T_1$  o período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio calculado, deverá ser inferior a 90% do valor do espectro de resposta elástica.

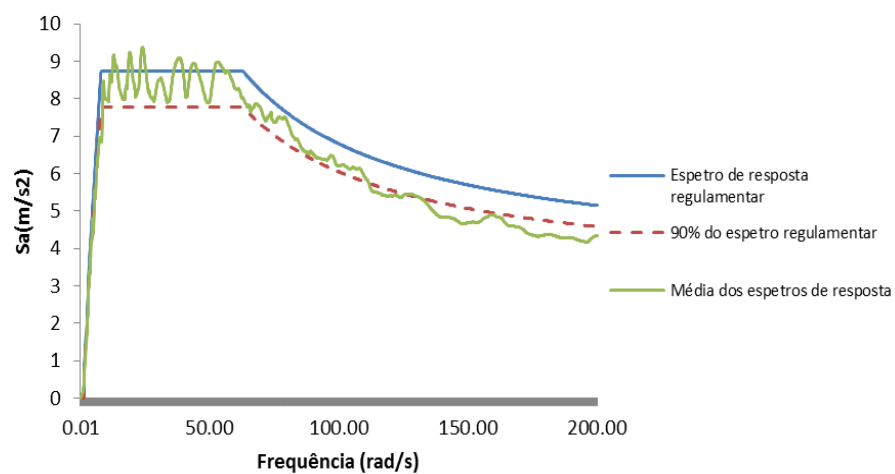


Figura 6.7: Espectro de resposta regulamentar vs Espectro de resposta calculado

Para o período fundamental do arco  $T_1=0.3s$ , encontram-se representados nas figuras 6.7 e 6.8 os respectivos espectros, confirmando a compatibilidade e o ajuste do acelerograma gerado.

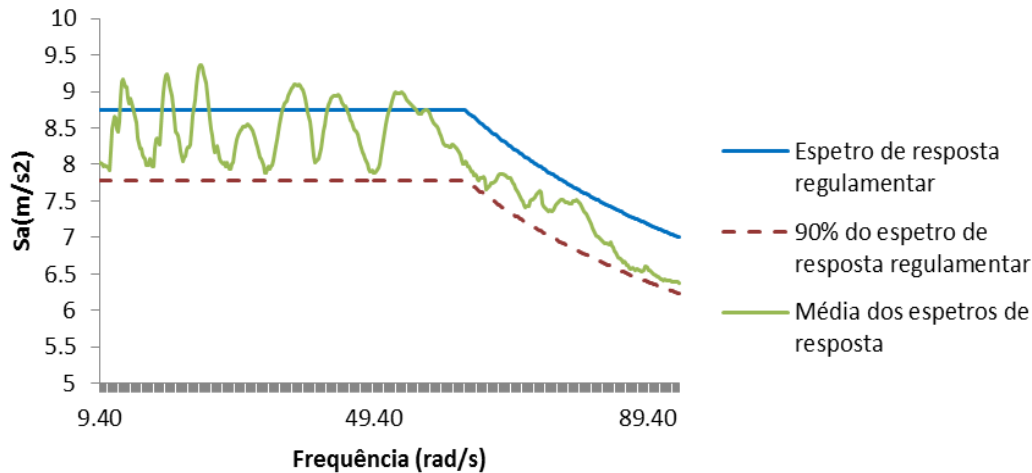


Figura 6.8: Espectro de resposta compreendido entre  $0.2T_1$  e  $2T_1$

## 6.3 Avaliação da Capacidade Estrutural Considerando a Análise Não Linear

### 6.3.1 Análise Estática Não Linear

Neste ponto explica-se o procedimento a seguir no estudo da vulnerabilidade de uma estrutura, considerando uma análise não linear (análise *pushover*). Barbat, A., H. et al., (2006), Vargas, Y., F., et al., (2013) e Moschonas, I., F., et al., (2009), são alguns dos trabalhos de interesse, existentes na bibliografia da área, que estudam a vulnerabilidade sísmica de grandes estruturas.

A metodologia seguida na presente dissertação, para determinação da vulnerabilidade do arco da rua Augusta, tem como base uma avaliação determinística do risco sísmico proposta por Risk-UE, (2004):

- Determinação da curva de capacidade, obtida através de uma análise pushover;
- Conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade, (ATC-40 1996);

- Idealização bilinear do espectro de capacidade;
- Definição dos estados de dano, (Risk-UE, 2004);
- Definição probabilística dos estados de dano, (Risk-UE, 2004);
- Construção das curvas de fragilidade;
- Determinação do deslocamento espectral esperado para determinada ação sísmica (ponto de capacidade de demanda da estrutura), (ATC-40, 1996);
- Determinação da probabilidade de dano para o deslocamento esperado.

Porém, a metodologia utilizada neste trabalho difere um pouco da utilizada em Risk-UE, (2004). Esta diferença incide essencialmente em dois pontos: na conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade e na determinação do deslocamento espectral esperado.

No primeiro ponto o arco é considerado como um sistema de um grau de liberdade, não sendo necessária a transformação das coordenadas força-deslocamento, da curva de capacidade, em coordenadas de aceleração espectral - deslocamento espectral, de um espectro de capacidade. O segundo ponto considera que o deslocamento esperado pela estrutura é calculado realizando uma análise sísmica, no programa de cálculo *Extreme Loading for Structures*, para uma determinada ação sísmica com uma dada intensidade.

### **6.3.1.1 Caracterização da Vulnerabilidade da Estrutura em Estudo**

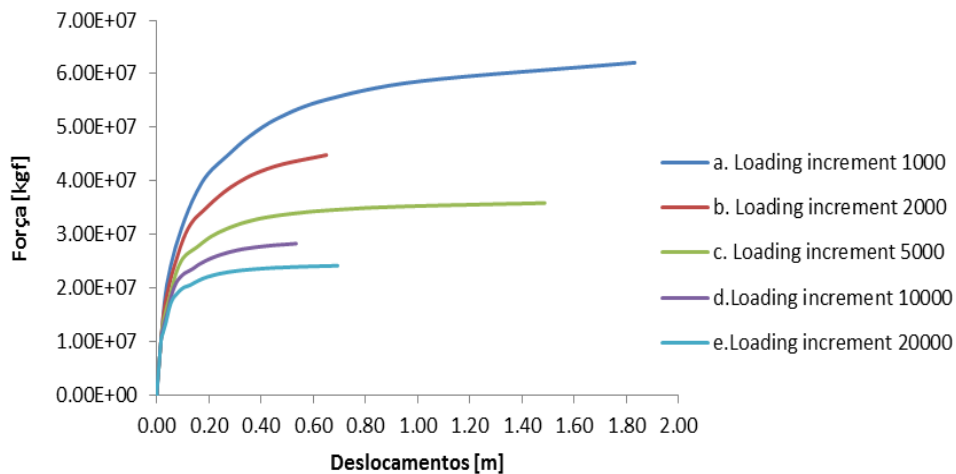
A caracterização da vulnerabilidade sísmica do arco da rua Augusta, como já referido anteriormente segue uma metodologia idêntica à proposta em Risk-UE (2004). A metodologia Risk-UE (2004) é uma abordagem avançada para avaliar cenários de risco, provocados por terremotos, com aplicações em diferentes cidades Europeias. Para uma melhor compreensão desta metodologia, encontra-se descrita de forma adequada no Apêndice A do presente trabalho.

- **Determinação da curva de capacidade**

Após a modelação da estrutura num programa de cálculo adequado e posterior calibração da mesma, procedeu-se à realização de uma análise estática não linear, para a aquisição da cur-

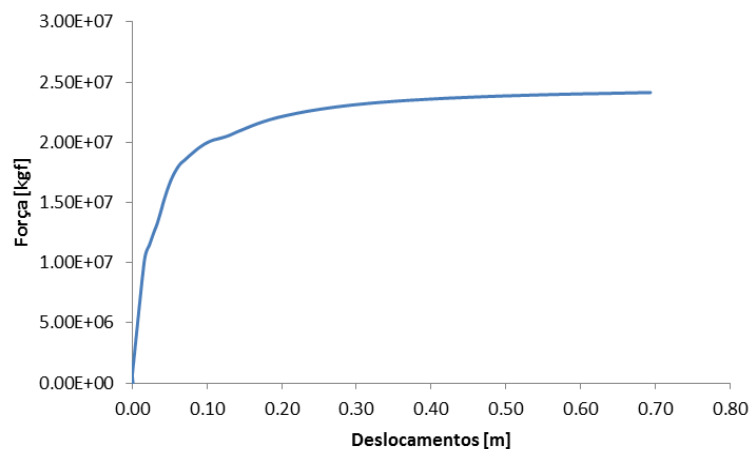
va de capacidade inerente à estrutura. A análise *pushover* foi realizada aplicando, ao modelo gerado em *ELS*, um carregamento lateral de distribuição triangular ao longo da fachada posterior e medido o deslocamento no topo do arco.

Na figura 6.9 encontra-se ilustrada a calibração da curva de capacidade da estrutura em estudo. Esta calibração foi realizada considerando incrementos de carga cada vez menores, de maneira a que as curvas de capacidade obtidas em cada análise sejam convergentes.



**Figura 6.9: Calibração da curva de capacidade do arco da rua Augusta**

Porém, devido ao tempo necessário para a realização destas análises e para a realização de uma análise do lado da segurança, considerou-se a curva e, a curva adequada à representação da capacidade da estrutura, figura 6.10.



**Figura 6.10: Curva de capacidade do arco da rua Augusta**



- **Idealização bilinear**

Uma vez obtida a curva de capacidade é necessário realizar uma idealização bilinear da mesma, para efeitos de cálculo e facilidade da definição dos estados de dano da estrutura, figura 6.11. A forma bilinear da curva foi calculada com recurso a uma rotina em *Matlab* e considerando o disposto no anexo B no ponto B.3 da NP EN 1998-1, em que a rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que as áreas sob as curvas força/deslocamento real e idealizada, sejam iguais.

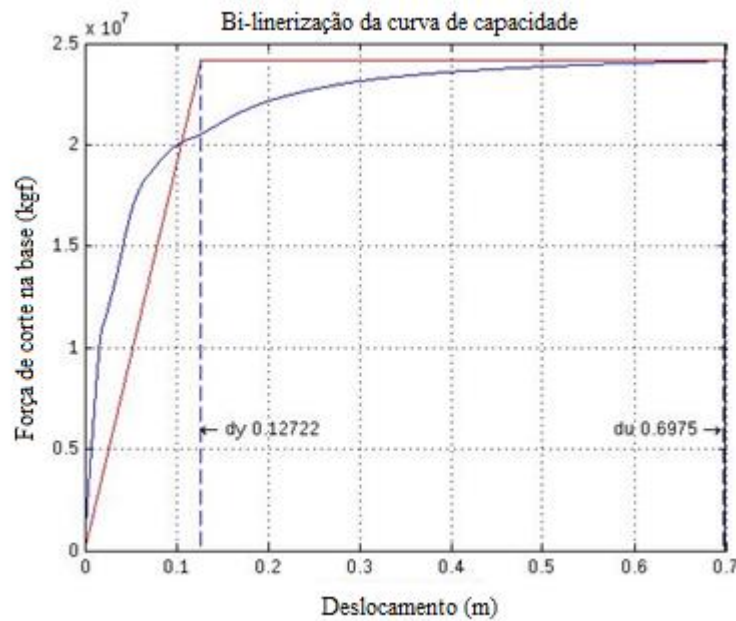


Figura 6.11: Idealização bilinear da curva de capacidade do arco da rua Augusta

- **Definição dos estados de dano**

A curva de capacidade bilinear permite definir os estados de dano do arco. A metodologia de Risk-UE (2004) apresenta uma proposta simplificada que permite definir os estados de dano, a partir do espectro de capacidade bilinear, considerando os valores  $dy$  e  $du$ , figura 6.11, e por meio das equações 6.6.

$$\begin{aligned}
 d_{s1} &= 0.7dy \\
 d_{s2} &= dy \\
 d_{s3} &= dy + 0.25(du - dy) \\
 d_{s4} &= du
 \end{aligned}
 \tag{6.6}$$

Onde,  $dy$  e  $du$  são os pontos correspondentes à plastificação e colapso da estrutura, respectivamente.

No presente trabalho, foram considerados os seguintes estados de dano para o arco, tabela 5.3:

Estado de Dano	Descrição do dano
<i>ds1</i> - Dano ligeiro	Observando a figura 6.12 e com o auxílio da tabela 6.4, é possível verificar que globalmente o arco apresenta fissuras inferiores a 0,30mm. No entanto, para o limite do estado de dano <i>ds1</i> o arco irá apresentar uma concentração de fendas na fachada principal (corpo central), com larguras superiores a 2,5mm. Na fachada posterior é possível observar a existência de concentração de fendas, com larguras superiores a 2,5mm, nos corpos laterais.
<i>ds2</i> - Dano moderado	Observando a figura 6.13 no limite do estado de dano <i>ds2</i> existe um aumento ligeiro da fissuração, relativamente ao limite do estado de dano <i>ds1</i> . Globalmente o arco continua a apresentar fissuração com largura inferior a 0,3/0,4mm. É possível verificar um ligeiro aumento das fissuras com largura superior a 2,5mm, tanto na fachada principal como na fachada posterior. Resumindo não existe grande variação de dano entre o limite de estado de dano <i>ds1</i> e o limite do estado de dano <i>ds2</i> .
<i>ds3</i> - Dano extensivo	Observando a figura 6.14 e com o auxílio da tabela 6.4, no limite de estado de dano <i>ds3</i> , é possível verificar um aumento de fendas nas zonas mais vulneráveis do arco. Veja-se as ligações entre os corpos constituintes do arco, aqui é possível observar uma concentração de fendas com larguras superiores a 2,5mm, fissuração que não existia nos estados de dano <i>ds1</i> e <i>ds2</i> . Ao nível do corpo central, na fachada principal, é possível observar o aumento de fendas com largura superior a 2,5mm e o aparecimento de fissuras com largura entre 1,10mm e 1,50mm. Lateralmente surgem fissuras significativas nas zonas de abertura (janelas).
<i>ds4</i> - Colapso	Observando a figura 6.15, no limite do estado de dano <i>ds4</i> , o arco atinge o colapso, tornando-se possível a verificação da rotura na ligação entre os corpos laterais e o corpo central. Verifica-se também a existência de colapso nos corpos laterais, bem como um aumento significativo de fendas.

**Tabela 6.3: Descrição dos danos, nos vários estados de dano, do arco da rua Augusta**

Largura de fendas (mm)	Extensão $\epsilon$
0	0.00E-4
0.10	2.22E-4
0.20	4.44E-4
0.30	6.66E-4
0.40	8.88E-4
0.50	1.11E-3
0.60	1.33E-3
0.70	1.55E-3
0.80	1.77E-3
0.90	2.00E-3
1.00	2.22E-3
1.10	2.44E-3
1.20	2.66E-3
1.30	2.88E-3
1.40	3.11E-3
1.50	3.33E-3
1.60	3.55E-3
1.70	3.77E-3
1.80	4.00E-3
1.90	4.22E-3
2.00	4.44E-3
2.10	4.66E-3
2.20	4.88E-3
2.30	5.11E-3
2.40	5.33E-3
2.50	5.50E-3

Tabela 6.4: Tabela largura de fendas, com base num medidor de fendas

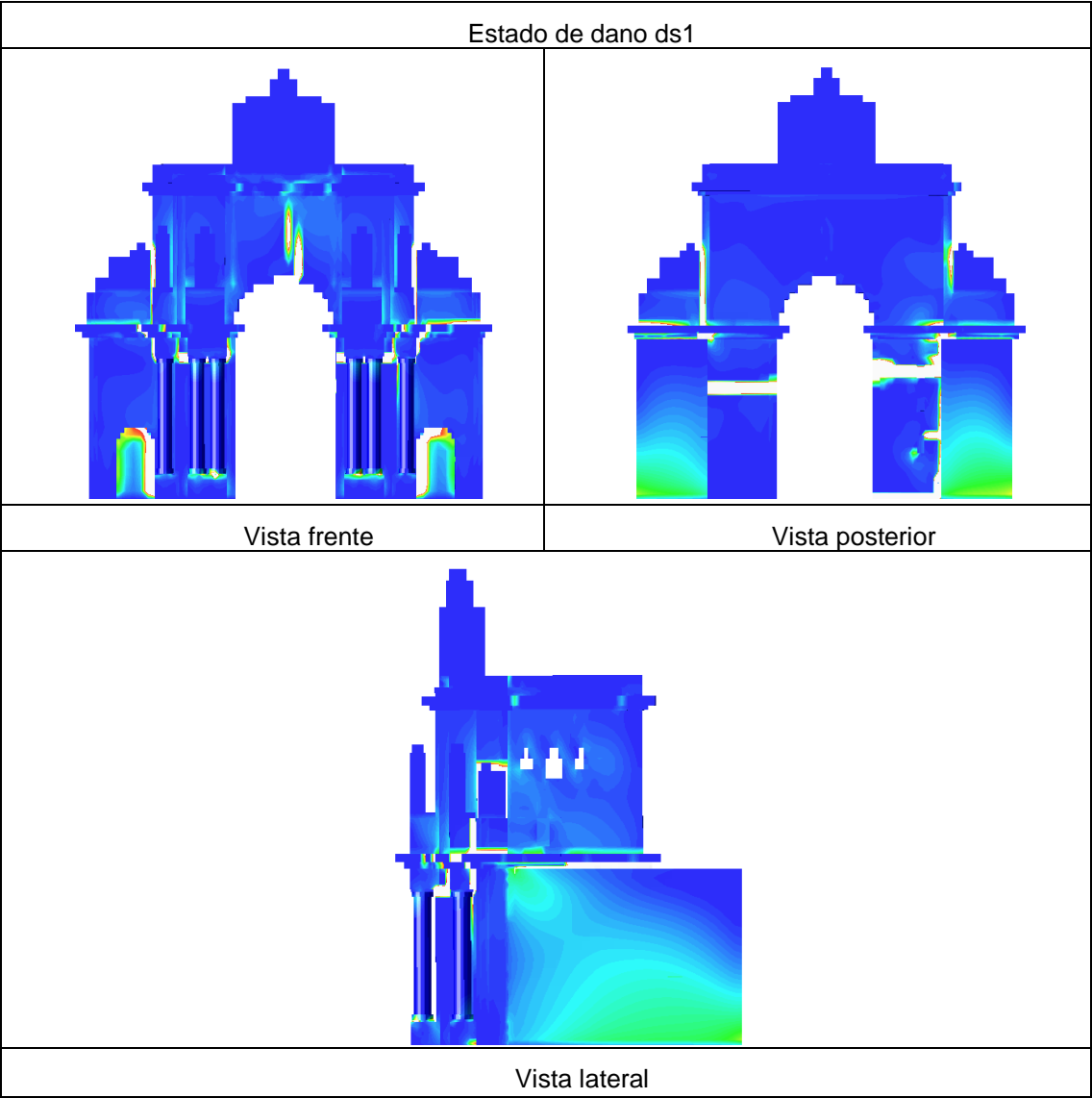


Figura 6.12: Estado de dano *ds1*

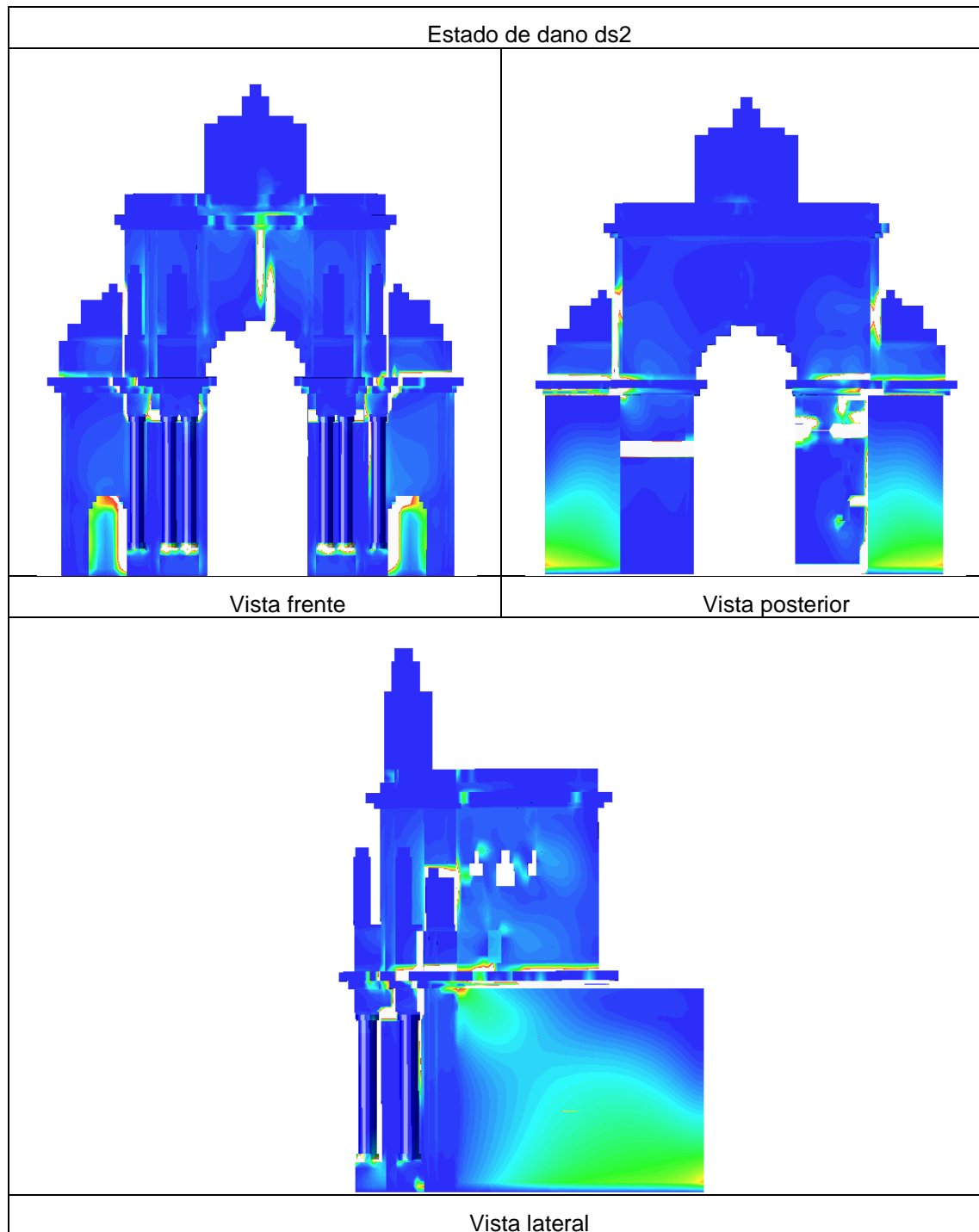


Figura 6.13: Estado de dano  $ds_2$

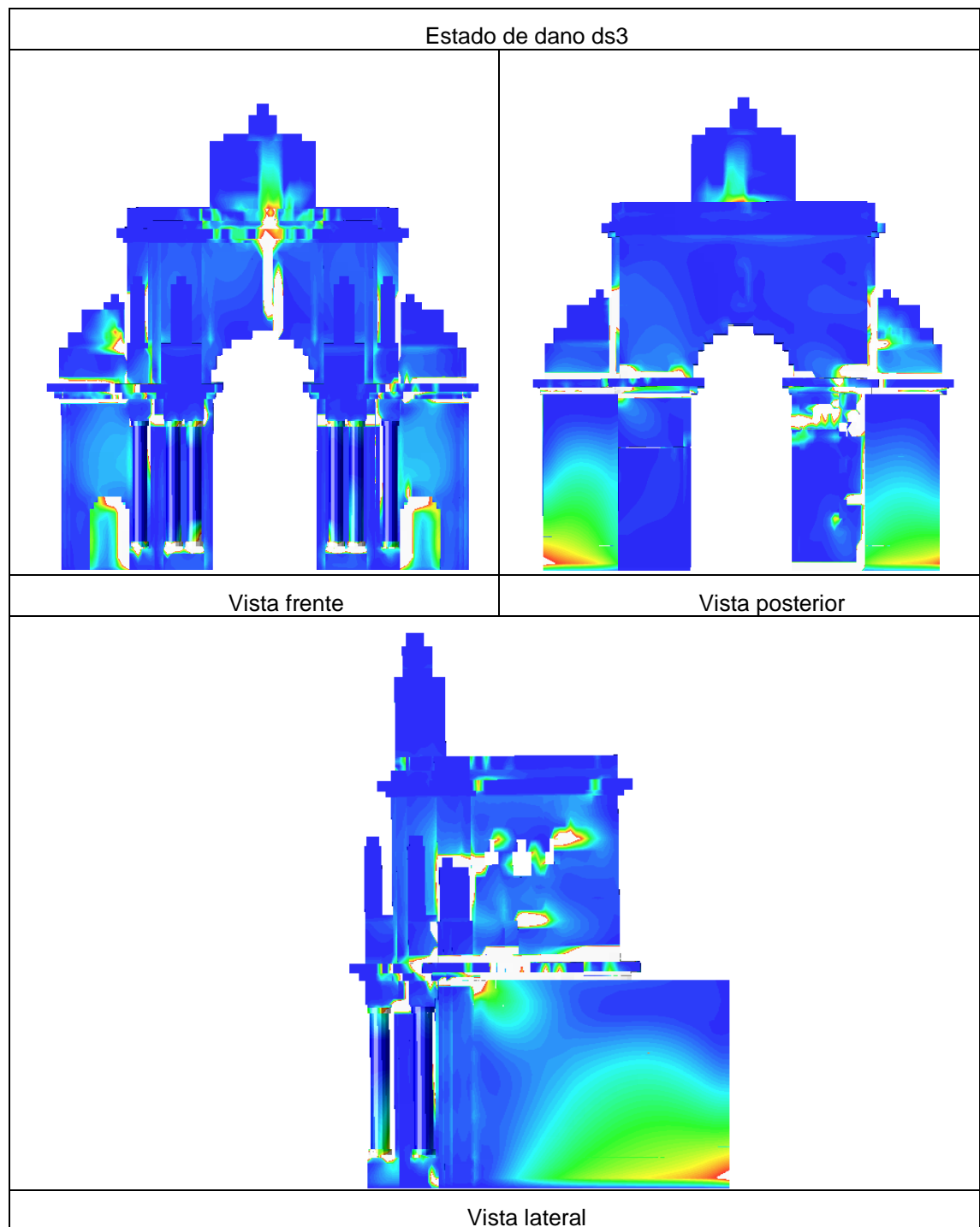
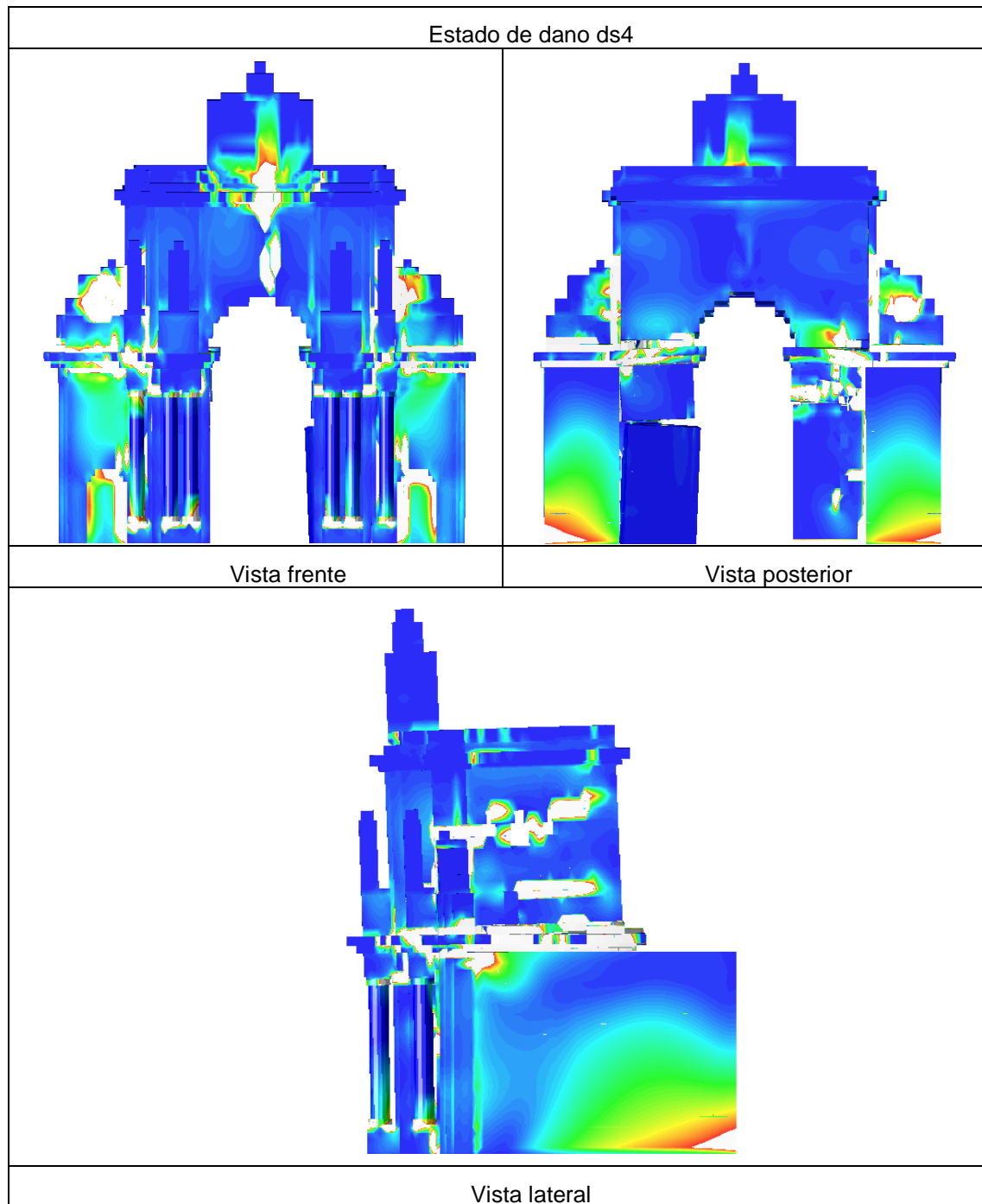


Figura 6.14: Estado de dano *ds3*



**Figura 6.15: Estado de dano  $ds_4$**

Considerando os estados de dano descritos anteriormente e as equações 6.6, foram calculados os seguintes limites para os quatro estados de dano do arco, tabela 6.5:

Estados de dano	Deslocamentos limite dos estados de dano $ds_i$
$ds1$ - leve	0.0891 m
$ds2$ - moderado	0.1272 m
$ds3$ - extensivo	0.2697 m
$ds4$ - total	0.6975 m
$dy=0.1272m$	
$du=0.6975m$	

**Tabela 6.5: Valores limite dos estados de dano**

- **Curvas de fragilidade**

As curvas de fragilidade podem ser definidas como a probabilidade de se alcançar ou exceder um dado estado de dano em função do parâmetro que representa a intensidade da ação sísmica, sendo este representado pelo deslocamento espectral ou pelo *PGA* (Peak ground acceleration).

A construção das curvas de fragilidade do arco segue a metodologia proposta em Risk-UE (2004), que considera para a construção das curvas as seguintes hipóteses:

- 1) As curvas de fragilidade seguem uma função de probabilidade lognormal cumulativa, equação 6.7:

$$P_f(ds_i/sd) = \varphi \left[ \frac{1}{\beta ds_i} \cdot \ln \left( \frac{sd}{ds_i} \right) \right] \quad (6.7)$$

onde,  $sd$  é o deslocamento espectral,  $ds_i$  é o estado de dano correspondente ao dano  $i$  e  $\beta ds_i$  é o desvio padrão do logaritmo da variável  $ds_i$ .

- 2) A probabilidade de se igualar ou exceder o estado de dano nos deslocamentos espectrais, dos limites de cada estado de dano,  $ds_i$ , é de 50%;

- 3) O dano sísmico esperado nos edifícios segue uma distribuição de probabilidade binomial;

Portanto, a partir das hipóteses 1, 2 e 3 obtém-se uma distribuição de probabilidades para os estados de dano  $ds_i$ , como a representada na tabela 6.6:

	$P(ds_1)$	$P(ds_2)$	$P(ds_3)$	$P(ds_4)$
$ds_1$	0.5	0.119	0.012	0
$ds_2$	0.896	0.5	0.135	0.008
$ds_3$	0.992	0.866	0.5	0.104
$ds_4$	1	0.988	0.881	0.5

**Tabela 6.6: Distribuição de probabilidade binomial do dano sísmico**

Uma vez calculadas as probabilidades, a equação 6.7 permite calcular as curvas de fragilidade através de uma técnica de mínimos quadrados, em que os valores  $ds_i$  e  $\beta ds_i$  controlam o valor médio e a inclinação da curva, respetivamente. No entanto, este cálculo pode ser moroso e de grande custo computacional, pois a variável  $\beta ds_i$  é desconhecida.

Uma maneira simplificada para o cálculo da variável  $\beta ds_i$  é proposta em Risk-UE (2004), considerando as seguintes equações 6.8:

$$\begin{aligned}
 \beta ds_1 &= 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u) \\
 \beta ds_2 &= 0.20 + 0.18 \ln(\mu_u) \\
 \beta ds_3 &= 0.10 + 0.40 \ln(\mu_u) \\
 \beta ds_4 &= 0.15 + 0.50 \ln(\mu_u)
 \end{aligned}
 \tag{6.8}$$

As expressões 6.8 têm como base as hipóteses apresentadas anteriormente, permitindo calcular a variável  $\beta ds_i$ , como função da ductilidade última da estrutura, equação 6.9:

$$\mu_u = \frac{du}{dy}
 \tag{6.9}$$



No entanto, as diferenças entre as curvas obtidas por mínimos quadrados e as curvas obtidas pelas equações 6.8 são significativas.

Vargas, Y., F. (2013), propôs melhorar as equações 6.8 de maneira a ajustar as curvas de fragilidade obtidas por estas equações, às curvas de fragilidade, obtidas pela técnica de mínimos quadrados. A causa principal do desajuste entre curvas de fragilidade é devido ao termo independente das equações 6.8. A forma destas equações é do tipo  $y = a_1 + a_2 \ln(x)$ , deste modo, simulando estados de dano, num certo intervalo de ductilidade, é possível encontrar  $a_1$  e  $a_2$  que minimizem o erro quadrático médio destas funções, equações 6.10.

$$\begin{aligned}\beta ds_1 &= 0.257 + 0.015 \ln(\mu_u) \\ \beta ds_2 &= 0.091 + 0.222 \ln(\mu_u) \\ \beta ds_3 &= 0.007 + 0.409 \ln(\mu_u) \\ \beta ds_4 &= 0.064 + 0.407 \ln(\mu_u)\end{aligned}\tag{6.10}$$

Porém, é necessário mencionar que ao fixar o valor esperado das curvas de fragilidade  $ds_i$  a 0.5, quando se calcula o erro quadrático médio, existe uma leve variação dos limites dos estados  $ds_2$  e  $ds_3$  obtidos com as equações 5.6 e os calculados a partir da minimização quadrática, (Vargas, Y., F., 2013).

Assim, de maneira a corrigir este erro Vargas, Y., F. (2013) propõe fazê-lo através das equações 6.11:

$$\begin{aligned}ds_{2c} &= 1.0276 ds_2 \\ ds_{3c} &= -0.2367 ds_2^2 + 1.0666 ds_3 - 0.0012\end{aligned}\tag{6.11}$$

onde,  $ds_{ic}$  é o limite dos estado de dano  $i$  corrigido.

Embora Vargas, Y., F. (2013) tenha melhorado as equações 6.8, é necessário referir que a sua calibração foi efetuada para um edifício em betão armado. Deste modo, não é garantido que os resultados obtidos para o arco, utilizando as expressões 6.10, sejam os mais ajustados. Considerando esta situação, os valores das variáveis  $ds_i$  e  $\beta ds_i$  do arco encontram-se representados na tabela 6.7.

Limites dos estados de dano e desvios padrão para definir as curvas de fragilidade	
$ds1$	0.0891 m
$ds2$	0.1307 m
$ds3$	0.2692 m
$ds4$	0.6975 m
$\beta ds1$	0.2825
$\beta ds2$	0.4688
$\beta ds3$	0.7030
$\beta ds4$	0.7566

Tabela 6.7: Valores limite dos estados de dano corrigidos; desvio padrão das curvas de fragilidade

Obtidos os valores das variáveis, e considerando a equação 6.7, são definidas as curvas de fragilidade referentes ao arco, figura 6.16.

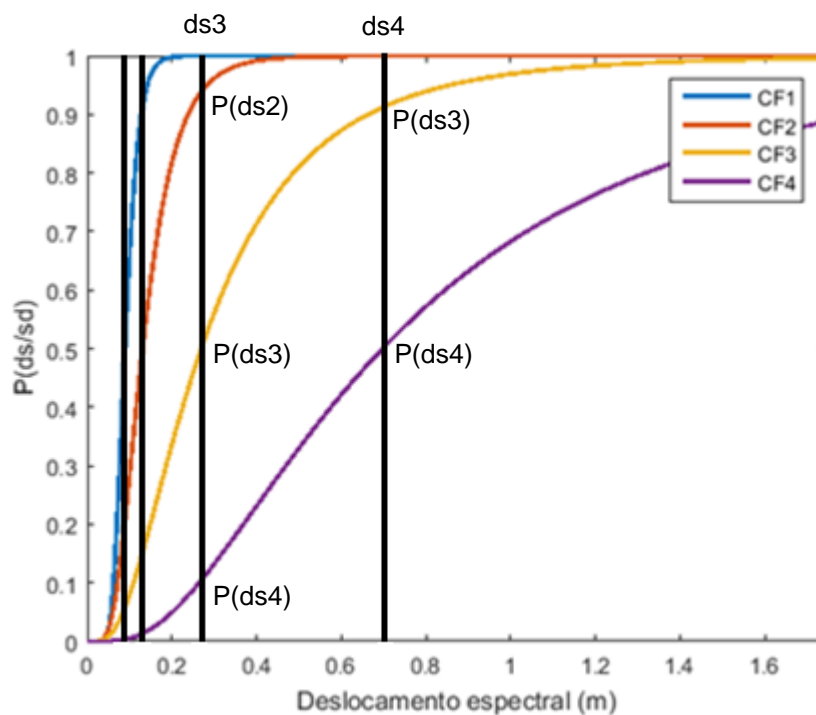


Figura 6.16: Curvas de fragilidade do arco da Rua Augusta

### 6.3.2 Análise Dinâmica Não linear

A maneira mais adequada de estudar o comportamento não-linear de uma estrutura, submetida a ações sísmicas, é o cálculo dinâmico não-linear. Este cálculo permite obter as tensões, as deformações, os esforços, os deslocamentos e os danos, de uma estrutura que se encontre sujeita a uma ação sísmica, em cada passo de tempo e em cada elemento da mesma.

Através de uma análise dinâmica incremental (*ADI*) é possível avaliar o comportamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas definidas por acelerogramas, adequadamente escalados, com diferentes valores de aceleração de pico (Vamvatsikos, D., and Cornell, C., A., 2001). Este procedimento consiste em incrementar a carga aplicada na estrutura e medir a resposta do sistema considerando uma variável de controlo, por exemplo o deslocamento de topo, possibilitando deste modo o cálculo da resposta máxima da estrutura. Com finalidade de considerar as diferentes características sísmicas, que podem ocorrer numa zona sísmica, é recomendável a utilização de diferentes acções sísmicas.

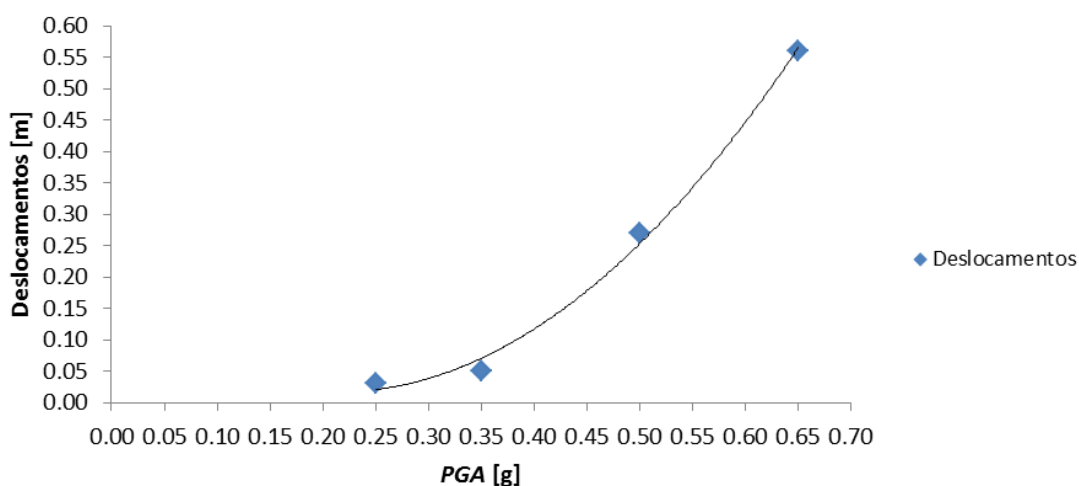


Figura 6.17: Resposta máxima da estrutura para um dado *PGA*

A figura 6.17, relaciona o deslocamento máximo de topo da estrutura com o *PGA* (*Peak Ground Acceleration*), em que cada ponto representa o deslocamento máximo sofrido pela estrutura, para um dado *PGA*.

Considerando as figuras 6.16 e 6.17, é possível concluir que para um sismo regulamentar, com uma aceleração de 0,25 g, a probabilidade de ocorrência dos diferentes estados de dano é inferior a 0.5 —  $ds_1=0.5$ ;  $ds_2=0.25$ ;  $ds_3=0.08$ ;  $ds_4=0$ . Com o aumento do *PGA* aumentam os deslocamentos sofridos pelo arco e os danos tornam-se mais evidentes, sendo que, para um *PGA* de 0,65 g a probabilidade de ocorrência dos diferentes estados de dano é a seguinte —  $ds_1=1$ ;  $ds_2=1$ ;  $ds_3=0.88$ ;  $ds_4=0.4$ .

Para uma melhor percepção dos danos sofridos pelo arco, foram seleccionadas algumas imagens, figuras 6.18 à 6.21, onde é possível observar deslocamentos, algumas fissuras e queda de detritos para cada sismo analisado.

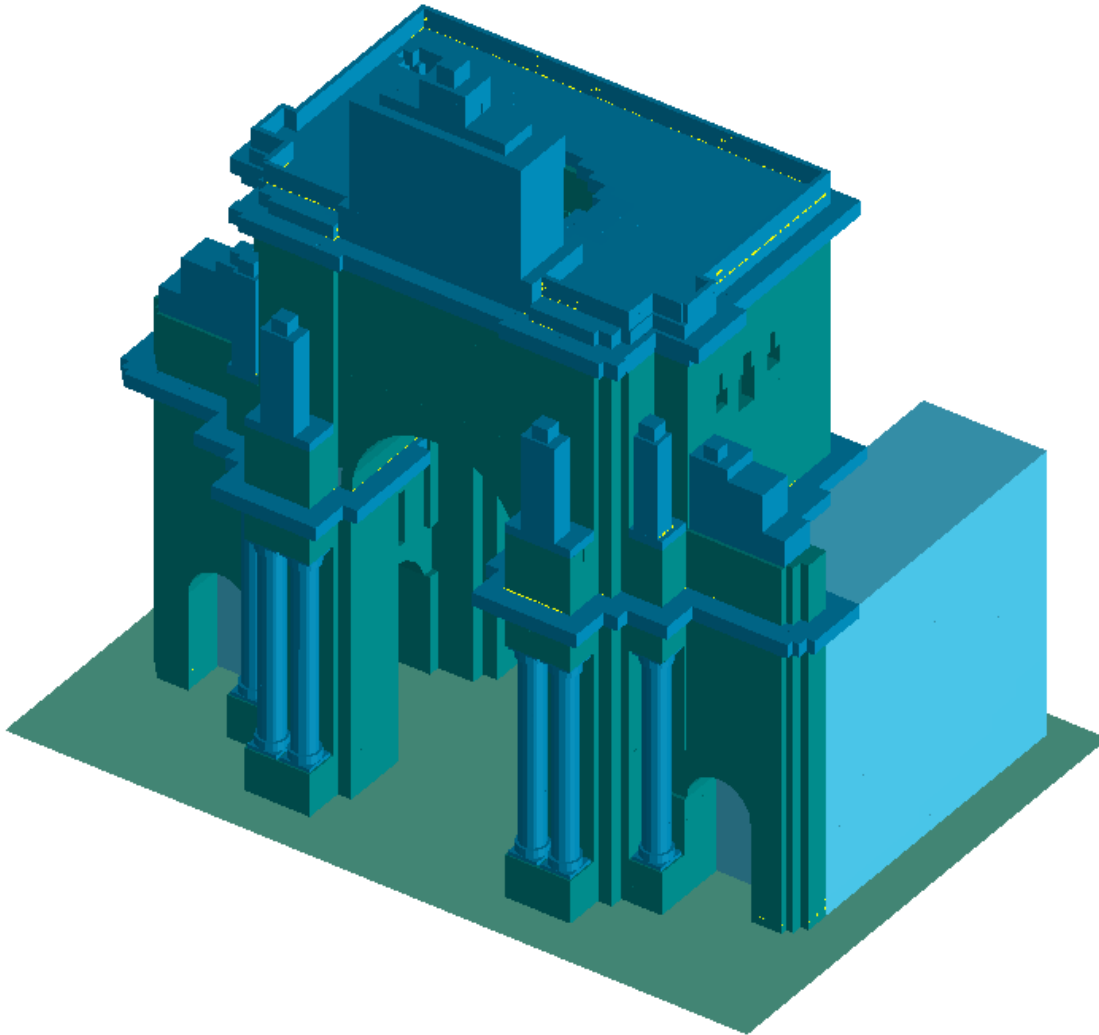


Figura 6.18: Danos sofridos pelo arco para um *PGA* de 0.25 g

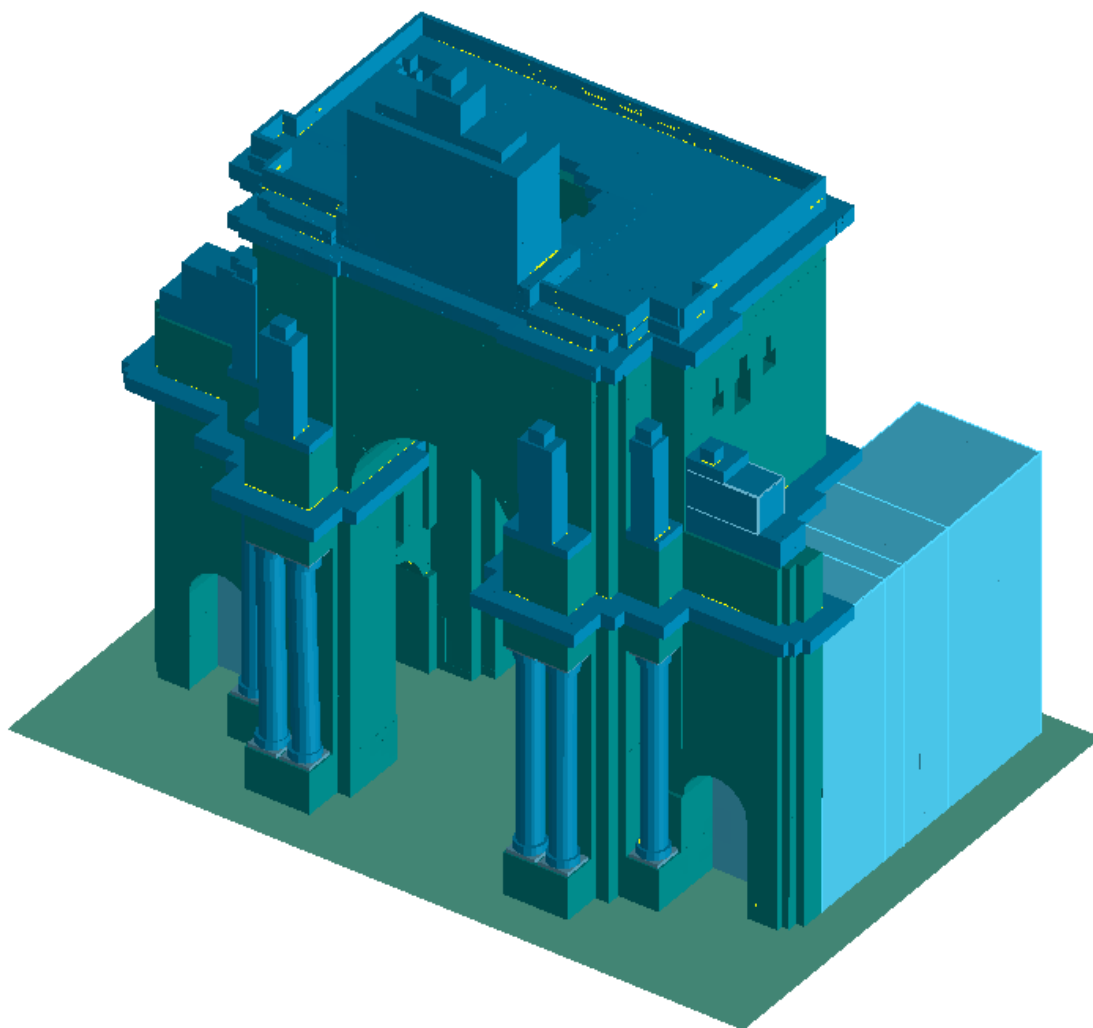


Figura 6.19: Danos sofridos pelo arco para um *PGA* de 0.35 g

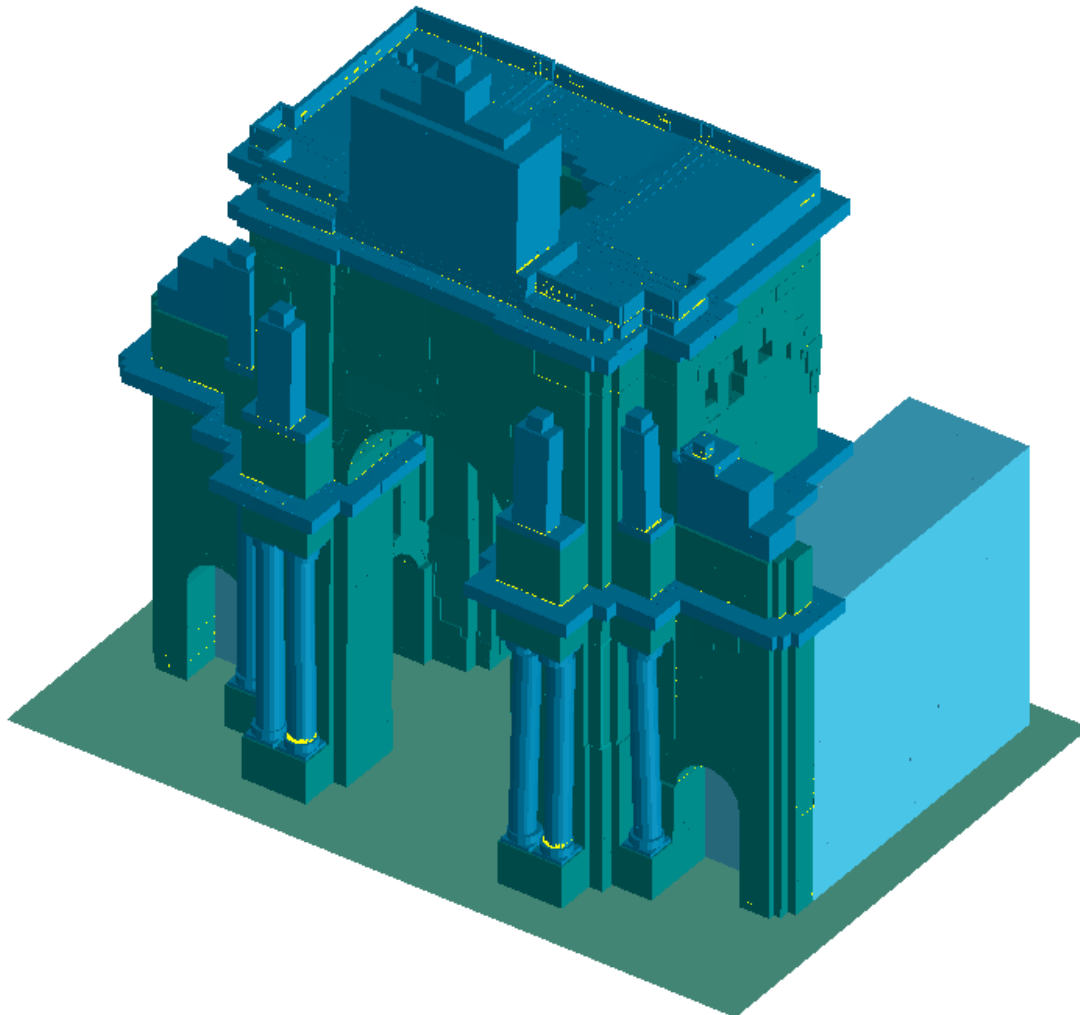


Figura 6.20: Danos sofridos pelo arco para um  $PGA$  de 0.5 g

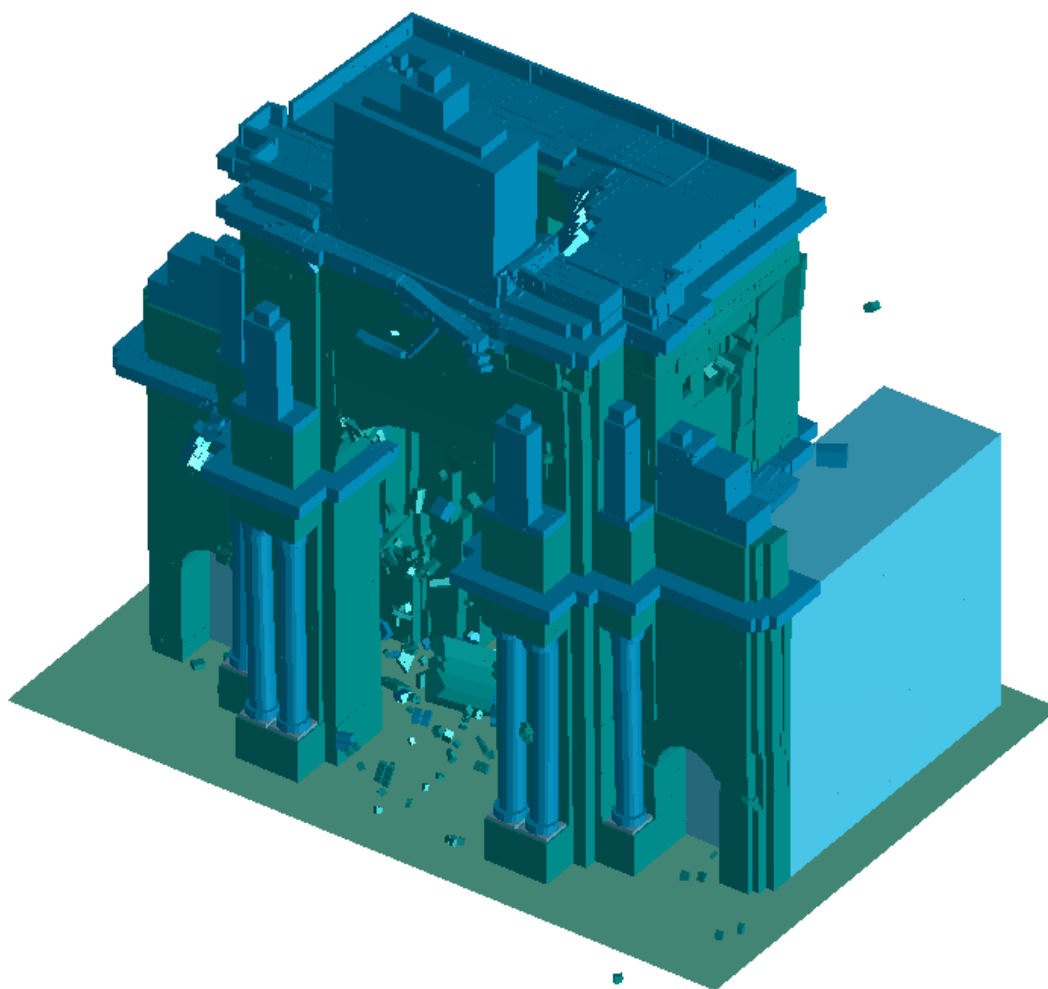


Figura 6.21: Danos sofridos pelo arco para um *PGA* de 0.65 g

É necessário mencionar que os deslocamentos máximos foram adquiridos considerando os sismos em fase estacionária e com uma duração de 10 segundos, condicionando a análise dos resultados, figuras 6.22.

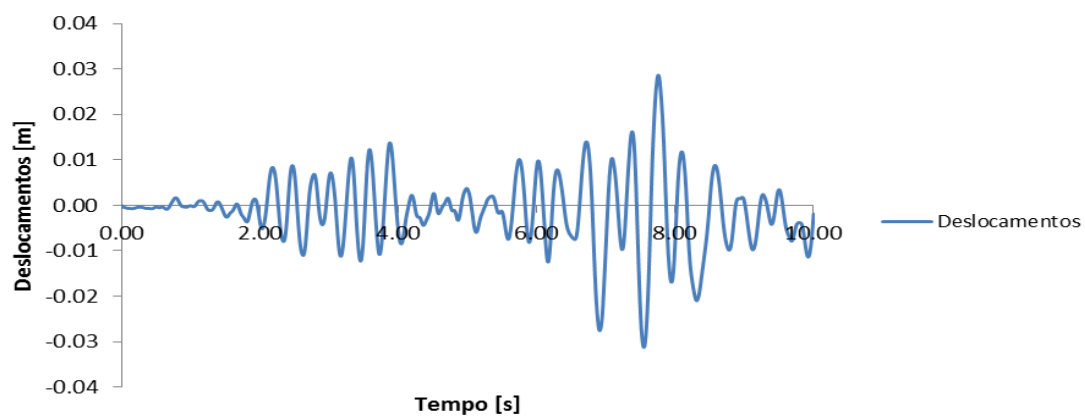


Figura 6.22: Diagrama de deslocamentos para um *PGA* de 0.25 g

### *6.3 Avaliação da Capacidade Estrutural Considerando a Análise Não Linear*

Em cada análise efetuada, o tempo necessário para analisar 1s de sismo é em média 24h, sendo estas análises bastante dispendiosas, razão pelo qual foi simplificada.

Contudo, se a análise fosse realizada para a duração total do sismo,  $t=45s$ , os resultados obtidos, observando as figuras 6.22, resultariam possivelmente num diagrama com deslocamentos mais ou menos constantes ao longo da análise, mas com uma acumulação de dano global maior.



## Capítulo 7

# 7 Conclusões e Trabalhos Futuros

### 7.1 Conclusão

No presente trabalho pretendeu-se analisar a vulnerabilidade sísmica do arco da rua Augusta, através de uma análise sísmica não linear. O arco pertence à tipologia de edifícios de alvenaria de pedra, tipologia caracterizada pelo seu comportamento frágil a ações horizontais, como é o caso dos sismos.

Esta análise teve como base o uso de um programa de cálculo fundamentado no Método dos Elementos Aplicados (*MEA*), ferramenta que permite avaliar o comportamento não linear de estruturas, durante as várias fases de carregamento a que está sujeita. O uso desta ferramenta permitiu avaliar o início e sucessiva propagação de fendas, a separação entre elementos, a queda de detritos e o colapso do arco, tornando-se uma alternativa adequada à análise estática não linear.

Embora a possibilidade de realizar uma análise sísmica, mais próxima do real, seja mais adequada e apelativa, esta apresenta algumas desvantagens. A principal desvantagem é o tempo necessário para a realização da análise, o facto de esta ser uma análise dinâmica não linear requer um consumo de tempo muito maior, em relação à análise estática não linear. Outra desvantagem tem a ver com a capacidade necessária de armazenamento de dados, devido à não linearidade dinâmica este tipo de análise requer uma capacidade de armazenamento superior.

Contudo, é possível minimizar estas situações através de ajustes no modelo. Estes ajustes tendem a ser maiores baseados na experiência do projetista, a escolha de uma malha adequada e o incremento de tempo utilizado, são bons exemplos disso. A dimensão da malha apresenta um efeito significativo no tempo necessário para conclusão da análise, bem como na precisão dos resultados. Aqui, deve ser dada especial atenção ao refinamento da malha, bem

como ao uso de elementos distorcidos, pois estes, irão interferir no resultado da análise e no comportamento do edifício de forma negativa. Assim, optou-se por uma malha com elementos regulares e mais ou menos uniforme em todo o edifício.

No que diz respeito ao incremento de tempo, foi feita uma primeira análise de modo a perceber qual o incremento necessário para obter um resultado satisfatório e adequado. Após essa análise determinou-se que um incremento de tempo de 0.005s, para a análise dinâmica linear é satisfatório.

Mesmo considerando estes ajustes no modelo e ainda que estes sejam realizados com base em projetos e dados existentes, o modelo raramente representa a resposta real da estrutura. Por isso, é necessária a realização de uma validação do mesmo com recurso a dados obtidos em campanha experimental, esta situação pode ser confirmada na presente dissertação. Os ensaios experimentais ao arco permitiram a identificação dos seus parâmetros modais – frequências e modos de vibração. Estes ensaios foram realizados à vibração ambiental, com o uso de geofones que permitiram a medição de velocidades nos pontos instrumentados, posteriormente estes dados foram analisados e processados com a ajuda da ferramenta *ARTEMIS*, através do método EFDD. O uso do método EFDD e as várias leituras realizadas, permitiram uma análise e comparação dos resultados constatando-se que as frequências e modos de vibração, obtidos em cada leitura, são semelhantes entre si. Esta comparação é necessária para uma validação dos ensaios experimentais.

Após a validação dos ensaios experimentais e do modelo matemático, foi possível a realização de análises sísmicas não lineares. Embora os resultados obtidos por estas análises sejam considerados satisfatórios, estes encontram-se condicionados pelo tempo despendido em cada análise, pelo que, para uma correta obtenção de resultados seja necessária a realização de novas análises sísmicas.

## 7.2 Desenvolvimento de Trabalhos Futuros

De modo a garantir uma aquisição de resultados mais fidedignos é necessário aperfeiçoar o trabalho realizado e desenvolver futuramente novos trabalhos, que se passam a citar:

- Criação de um novo modelo numérico: no presente trabalho considerou-se a utilização de um modelo de alvenaria em padrão contínuo, isto é, caracterizando o material como um material homogêneo. Embora este modelo apresente resultados satisfatórios, constatou-se que a criação de um modelo de alvenaria em padrão enviesado é mais adequada,

pois considera a distribuição real dos blocos ligados por meio de argamassas. Esta distribuição permite também o desenvolvimento de fissuras no próprio bloco e portanto, mais reais.

- Realização de ensaios de caracterização mecânica dos materiais: a caracterização dos materiais na modelação do arco foi realizada a partir de valores compilados, na bibliografia da área, considerados adequados. Contudo, assumindo estes valores como fiáveis não é de todo correto. Deste modo, propõe-se a realização de ensaios mecânicos ao arco para obtenção de uma caracterização do material mais fiável.

- Definição dos limites dos estados de dano: embora existam valores propostos por alguns autores da área, é conveniente proceder-se à realização de uma análise e definição mais adequada, considerando a tipologia construtiva da estrutura e comparando o dano sofrido em cada elemento estrutural com o dano global sofrido pela estrutura.

- Estimativa do valor do desvio padrão dos estados de dano: estes valores, assim como os limites dos estados de dano, também dependem da tipologia construtiva da estrutura. Deste modo, propõe-se a realização de um estudo detalhado, envolvendo uma amostra de estruturas pertencentes à mesma tipologia e de porte estrutural idêntico, permitindo obter valores médios de desvio padrão para cada estado de dano.

- Realização de novas análises sísmicas: como referido anteriormente, no presente trabalho apenas foram realizadas análises sísmicas em fase estacionária e com uma duração de  $t=10s$ , conduzindo a incertezas nos resultados. De maneira a contornar este problema é conveniente proceder-se à realização de novas análises com uma duração sísmica total,  $t=t_{total}$ .



## Referências Bibliográficas

Allemang, R. 2003. "The Modal Assurance Criterion (MAC): Twenty Years of Use and Abuse." *Sound and Vibration*, 14–21.

Applied Science International. 2013. *Extreme Loading ® for Structures Theoretical Manual*.

Arnaut, Manuela. 2012. "Levantamento Estrutural do Arco da Rua Augusta.", Levantamento estrutural efectuado no âmbito de uma intervenção estrutural.

Asmussen, J. C. 1997. "Modal Analysis Based on the Random Decrement Technique – Application to Civil Engineering Structures." Ph. D- thesis Univ. Aalborg.

ATC-40. 1996. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Relatory nº SSC 96-01, Applied Technol-Ogy Council, Redwood City, California.

Barbat, A., H., and Pujades, L., G., and Lantada, N. 2006. "Performance of Buildings under Earthquakes in Barcelona, Spain." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 21: 573–93.

Bergland, G. D. 1969 "A Guided Tour of the Fast Fourier Transform." *IEEE Spectrum*, 6: 41–52.

Bernardo, V., M. 2014. "Análise Não Linear Do Comportamento Dinâmico de Três Passadiços.", Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

Brincker, R., Krenk, S., Kirkegaard, P. H., and Rytter, A. 1992. "Identification of the Dynamical Properties from Correlation Function Estimates." *Bygningssstatistiske Meddelelser, Danish Society for Structural Science and Engineering* 63: 1–38.

Brincker, R., Ventura, C., and Andersen, P. 2000. "Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition." *Proc. 19th Int. Modal Analysis Conference*, San Antonio, TX.

Brown, D., D. and R. Allemang. 1999. "Modal Analysis: Theory and Applications." *In Proceedings of the IMAC XVII Pre-Conference Course*.

Carvalho, J., M., F., I. Carvalho, C., V. Lisboa, J., C. Moura, A., and M. and Leite, M. 2013. "Portuguese Ornamental Stones." *Associação Portuguesa de Geólogos*, 26: 15-22.

Cimaşiu, C., and Narciso, A., C., and Santos, F., P. 2014. "Experimental Dynamic Characterization and Finite-Element Updating of Footbridge Structure." *Journal of Performance of Constructed Facilities*.

Codices, M., J. 2015. "*Viabilidade Do Reforço Sísmico de Um Edifício de Pequeno Porte Em Alvenaria de Pedra Ordinária.*", Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Comité Europeu de Normalização, 2010. "Eurocódigo 8- *Projeto de Estruturas Para Resistência Aos Sismos- Parte 1.*"

Comité Europeu de Normalização, 1990. "Eurocódigo 0- *Bases Do Projeto de Estruturas.*"

Costa, A. P. N. Campos: Acção dos sismos e o comportamento das estruturas. Tese de Doutoramento, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1993.

Cundall, P., A. 1971. "A Computer Model Simulating Progressive, Large Scale Movement in Blocky Rocky System." *Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics*. 2: 129–36.

Cunha, Álvaro, and Elsa Caetano. 2006. "Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures." *Sound and Vibration*, June, 12–20.

- Doebbling, S., W., and Farrar, C., R., and Michael, B., P., and Shevitz, D., W. 1996. "*Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics.*" University of California.
- Felber, A. 1993. "*Development of Hybrid Bridge Evaluation System.*" University of British Columbia (UBC), Vancouver, Canada.
- Ferreira, A., C. 2013. "*Identificação Modal E Atualização de Modelos de Elementos Finitos.*", Tese de Mestrado Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Gentil, C., Saisi, A. 2012. "Dynamic Monitoring of a Masonry Tower." *8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, Wroclaw, Poland.
- Gonçalves, M., C. and Margarido, F. 2015. "Materials for Construction and Civil Engineering: Science, Processing, and Design". *Switzerland: Springer International Publishing*.
- Guerreiro, L. 2011. "*Acção Sísmica-Textos Sobre Engenharia Sísmica de Pontes.*", Apontamentos Teóricos, Instituto Superior Técnico (IST).
- HAZUS-99. 1999. "Earthquake Loss Estimation Methodology Earthquake." *Technical Manual, Federal Emergency Management Agency (FEMA)*. Washington D.C 1.
- Hou, S. 1968. "*Earthquake Simulation Models and Their Applications.*"
- Jaishi, B., and Ren, W. 2005. "Structural Finite Element Model Updating Using Ambient Vibration Test Results." *Journal of Structural Engineering*, April, 131: 617–28.
- Jennings, P., C. 1968. "*Simulated Earthquake Motions.*" EERL, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Júlio, E., N., and Rebelo, C., A., and Dias-da-Costa, D., A. 2008. "*Structural Assessment of the Tower of the University of Coimbra by Modal Identification.*" *Engineering Structures* 30. Elsevier Ltd: 3468–77.
- Lamego, P., 2014, "*Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco.*", Tese de doutoramento, Universidade do Minho.

Levy, S., Wilkinson, J., P., D. 1976. "Genetation of Artificial Time Histories, Rich in All Frequencies, for Given Response Spectra." *Nuclear Engineering and Design*, London 38: 241–51.

Lisboa, CM. 2012. "Página Da Câmara Municipal de Lisboa." <http://www.cm-lisboa.pt/equipamentos/equipamento/info/arco-da-rua-augusta>, dezembro 2014.

Liu, S., C. 1969. "On Intensity Definitions of Earthquakes." *Journal of Structural Division ASCE*.

Meguro, K., and H., S., Tagel-Dim. 2000. "Applied Element Method for Dynamic Large Deformation Analysis of Structures." *Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE* 17: 215–24.

Moschonas, I., F., and Kappos, A., J., and Panetsos, P., and Papadopoulos, V., and Makarios, T., and Thanopoulos, P. 2009. "Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies." *Bulletin of Earthquake Engineering* 7: 439–68.

Neves, Al., T., and Mucheroni, M., F. 2003. "*Identificação Dos Parâmetros Modais – Modelos ARMAV E ARV.*", Minerva (3)2: 167-176, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NPC. 2014. "Núcleo de Proteção Civil."

<https://sites.google.com/site/nucleodeproteccaocivil/catastrofes-naturais/sismos>, consultado em dezembro 2014.

Oliveira, C. S. 2003. "Seismic Vulnerability of Historical Constructions." *A Contribution, Bulletin of Earthquake Engineering*, Kluwer Academic Publishers 1: 37–82.

Pereira, D., Marker, B., R., Kramar, S., Cooper, B., J. and Schouenborg, B., E. 2015. "*Global Heritage Stone: Towards International Recognition of Building and Ornamental Stones.*" 407th ed. London.

Prociv. 2014 "Autoridade Nacional de proteção civil"

[www.prociv.pt/RISCOSVULNERABILIDADES/RISCOSNATURAIS/SISMOS/Pages/EmPortugalContinental.aspx](http://www.prociv.pt/RISCOSVULNERABILIDADES/RISCOSNATURAIS/SISMOS/Pages/EmPortugalContinental.aspx), consultado em dezembro de 2014.

Reynders, E., and Teughels, A., Roeck, G. 2010. "Finite Element Model Updating and Structural Damage Identification Using OMAX Data." *Mechanical Systems & Signal Processing* 24. Elsevier: 1306–23.



Risk-UE Project of the European Commission. 2004. “*An Advanced Approach to Earth-Quake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns.*”

Rodrigues, Jorge. 2004. “*Identificação Modal Estocástica Métodos de Análise E Aplicações Em Estruturas de Engenharia Civil.*”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP.

Roque, J., A., Oliveira, D., V., e Lourenço, P., B. 2007. “Avaliação Do Comportamento Sísmico Da Igreja de Santa Maria de Belém.” *In 7º Congresso de Sismologia E Engenharia Sísmica*, 1–11.

SA, SYSCOM Instruments, 2013. “User Manual MR2002-CE.” Switzerland.

Soares, D. 2012. “Cadernos de Daath.”

<http://cadernosdedaath.blogspot.pt/2012/05/arco-do-triunfo-da-rua-augusta.html>, consultado em dezembro 2014.

SVS-Structural Vibration Solutions. 2015. “*ARTEMIS Extractor Software.*” Denmark. [www.svibs.com](http://www.svibs.com), consultado em fevereiro 2015

Vamvatsikos, D., and Cornell, C., A. 2001. “The Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31 (3): 491–514.

Van Overschee, P., and DeMoor, B. 1996. “*Subspace Identification for Linear Systems – Theory, Implementation, Applications.*” Kluwer Academic Publishers, The Netherlands.

Vargas, Y., F. 2013. “*Análisis Estructural Estático Y Dinámico Probabilista de Edificios de Hormigón Armado . Aspectos Metodológicos Y Aplicaciones a La Evaluación Del Daño.*”, Ph. D- Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.

Vargas, Y., F., and Pujades, L., G., and Barbat A., H., and Hurtado, J., E. 2013. “Capacity, Fragility and Damage in Reinforced Concrete Buildings: A Probabilistic Approach.” *Bulletin of Earthquake Engineering* 11: 2007–32.



## Apêndice A

### Metodologia de RISK-UE

#### A.1 Determinação da Curva de Capacidade

Esta curva é determinada a partir da aplicação de uma força lateral incremental, que irá conduzir a estrutura ao seu limite último de capacidade, análise *pushover*. Esta análise pode ser realizada com recurso a um programa de cálculo automático, através de uma modelação adequada da estrutura e posterior aplicação da força lateral incremental.

Os deslocamentos devidos à aplicação desta força são registados num gráfico deslocamento de topo e força de corte basal, representando assim, a curva de capacidade da estrutura ilustrativa do seu comportamento global, figura A.1.

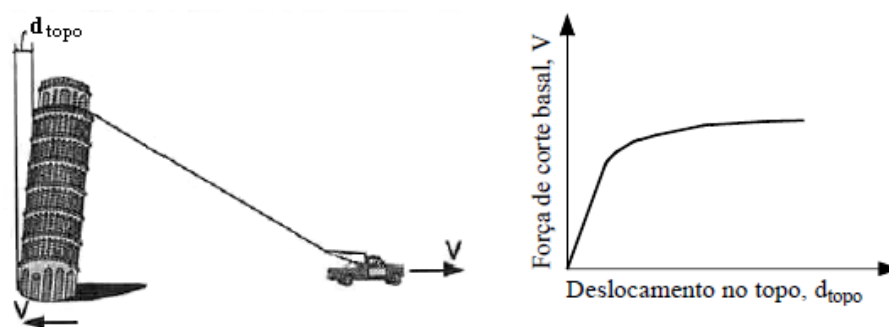
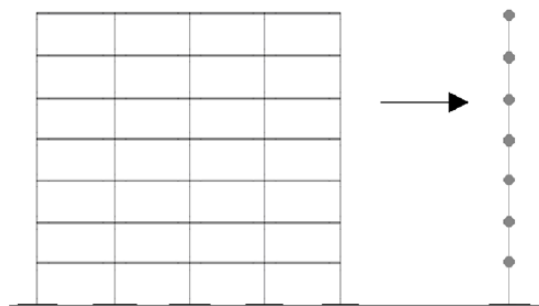


Figura A.1- Esquema representativo da curva de capacidade, ( ATC-40, 1996 apud Lamego, P., 2014)

## A.2 Conversão da Curva de Capacidade em Espectro de Capacidade

A conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade, é uma grande ajuda para a determinação do ponto de desempenho da estrutura, tendo em conta um espectro de resposta elástico, como abordado mais à frente.

O procedimento consiste na modelação de um edifício de vários níveis mediante um modelo dinâmico de massas concentradas, figura A.2. Deste modelo tem-se que cada massa pode mover-se simultaneamente no mesmo sentido ou em sentidos opostos, (Vargas, Y., F., 2013).



**Figura A.2 - Modelo estrutural e modelo de massas concentradas representativo, (Vargas, Y., F., 2013)**

Num sistema idealizado como este, o número de modos é igual ao número de massas e o fator de participação de cada modo, na resposta global, pode ser calculado a partir da equação A.1, propostas por ATC-40 (1996).

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{w_i \varphi_{im}}{g}}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i \varphi_{im}^2}{g}} \quad (\text{A.1})$$

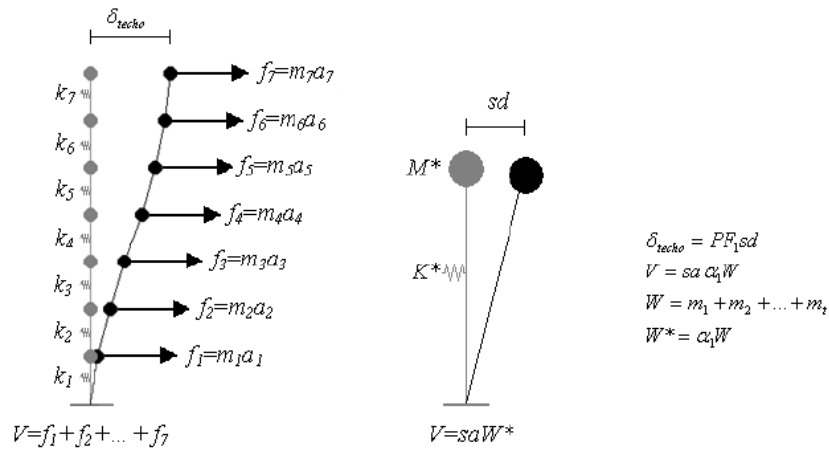
O coeficiente da massa efetiva, representa a percentagem da massa total que se desloca em cada modo de vibração, e vem dado pela equação A.2, proposta por ATC-40 (1996).

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{w_i \varphi_{im}}{g} \right)^2}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{w_i}{g} \right) \sum_{i=1}^n \left( \frac{w_i \varphi_{im}^2}{g} \right)} \quad (\text{A.2})$$

onde,  $\varphi_{im}$  é a componente  $i$  do modo de vibração  $m$  e  $w_i$  é o peso do nível da estrutura.

O conceito de massa efetiva permite representar cada modo, de um modelo com múltiplos graus de liberdade, num sistema equivalente de um grau de liberdade, apresentando uma massa e uma rigidez normalizada  $M^*$  e  $K^*$ , (Vargas, Y., F., 2013).

Este conceito encontra-se ilustrado em seguida, figura A.3.



**Figura A.3- Modo fundamental de um sistema de múltiplos graus de liberdade e o sistema de um grau de liberdade equivalente, (Vargas, Y., F., 2013)**

Posto isto, as coordenadas força-deslocamento da curva de capacidade (de um sistema de múltiplos graus de liberdade - MDOF), podem ser transformadas em coordenadas de aceleração espectral – deslocamento espectral de um espectro de capacidade (de um sistema de um grau de liberdade equivalente – SDOF), figura A.4, considerando as equações A.3 e A.4, (Vargas, Y., F., 2013).

$$sd_j = \frac{\delta_j}{PF_1} \quad (\text{A.3})$$

$$sa_j = \frac{V_j/W}{\alpha_1} \quad (\text{A.4})$$

O índice  $j$  das equações 5.8 e 5.9, refere-se aos incrementos de carga aplicados à estrutura durante a análise estática não linear, análise *pushover*.

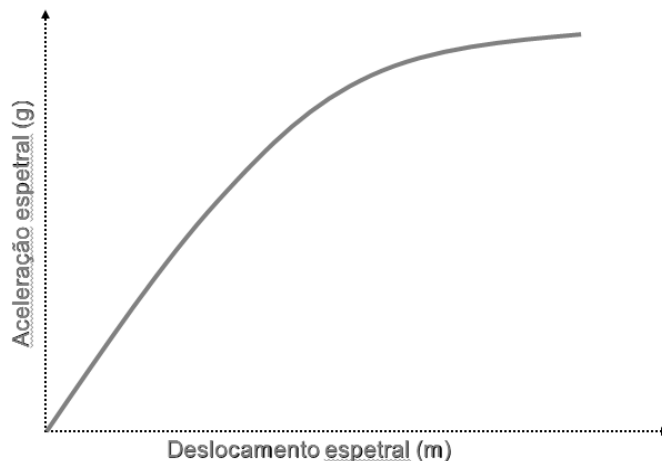


Figura A.4- Representação do espectro de capacidade

### A.3 Idealização Bilinear

Para efeitos de definição de estados de dano, é útil a representação do espectro de capacidade obtido num formato bilinear. As hipóteses consideradas nesta simplificação são:

- 1) O valor das áreas acima e abaixo da curva real e da curva idealizada deve ser igual;
- 2) As coordenadas do ponto de deslocamento máximo, deve coincidir nas duas curvas;

Considerando as hipóteses descritas acima, a representação elasto-plástica do espectro de capacidade, pode ser definida mediante os pontos  $(D_y, A_y)$  e  $(D_u, A_u)$ , figura A.5. Estes pontos correspondem à plastificação e ao colapso da estrutura, respetivamente, (Vargas, Y., F., 2013).

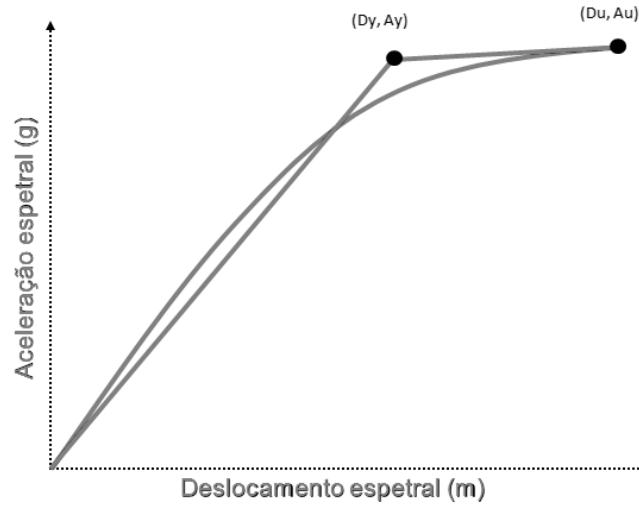


Figura A.5 Representação do espectro de capacidade e respetiva idealização bilinear

## A.4 Definição dos Estados de Dano

Existem na bibliografia da área trabalhos onde é proposto a definição de estados de dano  $ds$  para calcular a vulnerabilidade da estrutura, sendo estes, a representação do estado de dano da estrutura para um dado deslocamento espectral.

Risk-UE, (2004) apresenta uma proposta simplificada, para definição dos estados de dano, a partir da representação bilinear do espectro de capacidade, considerando os valores  $(D_y, A_y)$  e  $(D_u, A_u)$ , figura A.5.

Assim, considerando a idealização bilinear da curva a metodologia de Risk-UE (2004) propõe o uso das seguintes equações A.5, na definição dos deslocamentos espectrais correspondentes aos limites dos quatro estados de dano  $ds_i$ :

$$\begin{aligned} d_{s1} &= 0.7D_y \\ d_{s2} &= D_y \\ d_{s3} &= D_y + 0.25(D_u - D_y) \\ d_{s4} &= D_u \end{aligned} \tag{A.5}$$

onde,  $ds_1$  é o estado de dano 1,  $ds_2$  o estado de dano 2,  $ds_3$  o estado de dano 3 e  $ds_4$  o estado de dano 4.

## A.5 Curvas de Fragilidade

As curvas de fragilidade, figura A.6, podem ser definidas como a probabilidade de se alcançar ou exceder um dado estado de dano, função do parâmetro que representa a intensidade da ação sísmica, sendo este representado pelo deslocamento espectral ou pelo *PGA* (Peak ground acceleration).

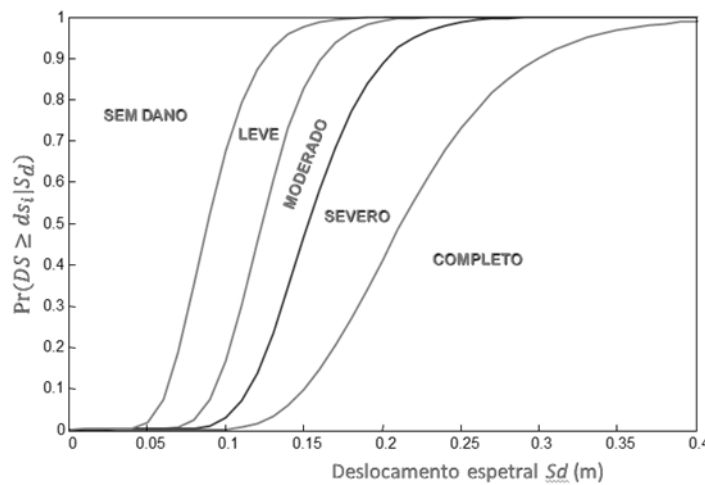


Figura A.6- Representação gráfica das curvas de fragilidade, (Risk-UE, 2004)

Considerando os estados de dano, definidos no ponto anterior, Risk-UE, (2004) propõe as seguintes hipóteses para a construção das curvas de fragilidade:

- 1) As curvas de fragilidade seguem uma função de probabilidade lognormal cumulativa, equação A.6:

$$P_f(ds_i/sd) = \varphi \left[ \frac{1}{\beta ds_i} \cdot \ln \left( \frac{sd}{ds_i} \right) \right] \quad (\text{A.6})$$

onde,  $sd$  é o deslocamento espectral,  $ds_i$  é o estado de dano correspondente ao dano  $i$  e  $\beta ds_i$  é o desvio padrão do logaritmo da variável  $ds_i$ .



- 2) A probabilidade de se igualar ou exceder o estado de dano nos deslocamentos espectrais, dos limites de cada estado de dano,  $ds_i$ , é de 50%;
- 3) O dano sísmico esperado nos edifícios segue uma distribuição de probabilidade binomial;

Portanto, a partir das hipóteses 1, 2 e 3 obtém-se uma distribuição de probabilidades, para os estados de dano  $ds_i$ , como a representada na tabela A.1:

	$P(ds_1)$	$P(ds_2)$	$P(ds_3)$	$P(ds_4)$
$ds_1$	0.5	0.119	0.012	0
$ds_2$	0.896	0.5	0.135	0.008
$ds_3$	0.992	0.866	0.5	0.104
$ds_4$	1	0.988	0.881	0.5

**Tabela A.1- Distribuição de probabilidade binomial do dano sísmico**

Uma vez calculadas as probabilidades a equação A.6, permite o cálculo das curvas de fragilidade através de uma técnica de mínimos quadrados, em que os valores  $ds_i$  e  $\beta ds_i$  controlam o valor médio e a inclinação da curva, respetivamente. No entanto, este cálculo pode ser moroso e de grande custo computacional, pois, o valor da variável  $\beta ds_i$  é desconhecido. De maneira a contornar esta situação Risk-UE (2004) propõe equações simplificadas, equações A.7. No entanto, as diferenças entre as curvas obtidas por mínimos quadrados e as curvas obtidas pelas equações simplificadas são significativas.

$$\begin{aligned}
 \beta ds_1 &= 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u) \\
 \beta ds_2 &= 0.20 + 0.18 \ln(\mu_u) \\
 \beta ds_3 &= 0.10 + 0.40 \ln(\mu_u) \\
 \beta ds_4 &= 0.15 + 0.50 \ln(\mu_u)
 \end{aligned}
 \tag{A.7}$$

Vargas, Y., F., (2013) propôs melhorar as equações propostas por Risk-UE (2004), de maneira a que, as curvas de fragilidade se ajustem melhor às curvas obtidas pela técnica dos mínimos quadrados. Para isso, é necessário encontrar a relação entre  $\mu_u$  e  $\beta ds_1$  de forma numérica e depois ajustar uma equação. Deste modo, considerou a simulação de uns estados de dano, num certo intervalo de ductilidade, de forma a calcular as curvas de fragilidade dos danos simulados.

A causa principal do desajuste entre curvas de fragilidade é devido ao termo independente das equações A.7. A forma destas equações é do tipo  $y = a1 + a2 \ln(x)$ , considerando os estados de dano simulados é possível encontrar  $a1$  e  $a2$  que minimizem o erro quadrático médio destas funções, resultando as equações A.8.

$$\begin{aligned}\beta ds_1 &= 0.257 + 0.015 \ln(\mu_u) \\ \beta ds_2 &= 0.091 + 0.222 \ln(\mu_u) \\ \beta ds_3 &= 0.007 + 0.409 \ln(\mu_u) \\ \beta ds_4 &= 0.064 + 0.407 \ln(\mu_u)\end{aligned}\tag{A.8}$$

Estas expressões permitem calcular  $\beta ds_1$  como função da ductilidade última,  $\mu_u$ , da estrutura que vem dada pela equação A.9:

$$\mu_u = \frac{Du}{Dy}\tag{A.9}$$

No entanto, é necessário mencionar que ao fixar o valor esperado das curvas de fragilidade  $ds_i$  a 0.5, quando se calcula o erro quadrático médio, existe uma leve variação dos limites dos estado  $ds_2$  e  $ds_3$  obtidos com as equações A.5 e os calculados a partir da minimização quadrática, (Vargas, Y., F., 2013).

De maneira a corrigir este erro Vargas, Y., F. (2013) propõe fazê-lo através das equações A.10:

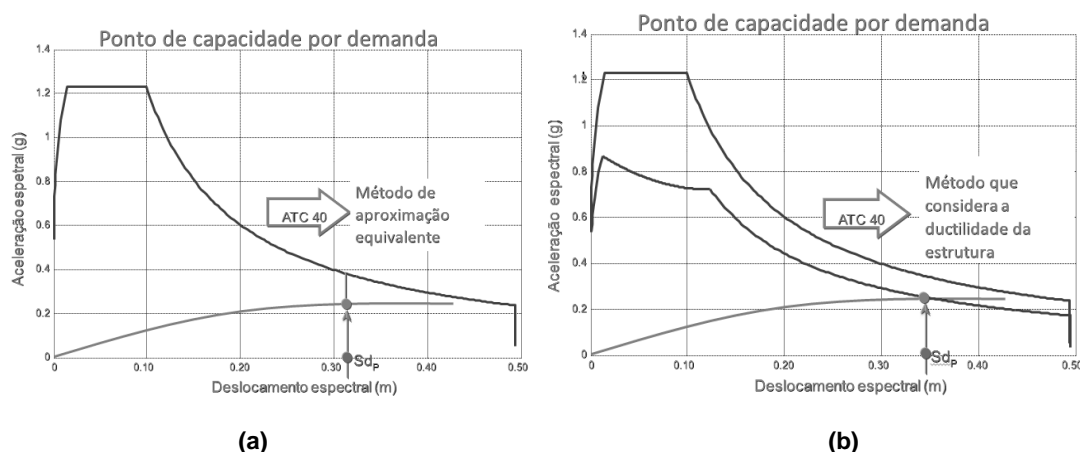
$$\begin{aligned}ds_{2c} &= 1.0276 ds_2 \\ ds_{3c} &= -0.2367 ds_3^2 + 1.0666 ds_3 - 0.0012\end{aligned}\tag{A.10}$$

onde,  $ds_{ic}$  é o limite dos estado de dano i corrigido.

## A.6 Determinação do Deslocamento Espectral Esperado para Determinada Ação Sísmica

Como mencionado anteriormente, a curva de capacidade da estrutura pode ser expressa, também, como uma relação entre a aceleração espectral e o deslocamento espectral, o que permite combinar a demanda sísmica de uma zona com a capacidade da estrutura, e assim, encontrar o deslocamento espectral esperado,  $sd_e$ , alcançado pelo edifício, (Vargas, Y., F., 2013).

ATC-40 (1996), propõe determinar o valor de  $sd_e$  por meio de métodos simplificados, o método de aproximação linear equivalente e o método que considera a ductilidade da estrutura. Estes métodos consideram a sobreposição dos espectros de capacidade da estrutura e o espectro de resposta da ação sísmica, permitindo a identificação do ponto de interseção (ponto de desempenho da estrutura), figura A.7.



**Figura A.7- Representação gráfica do ponto de desempenho da estrutura: (a) Método da aproximação linear equivalente; (b) Método que considera a ductilidade da estrutura, (Risk-UE, 2004)**

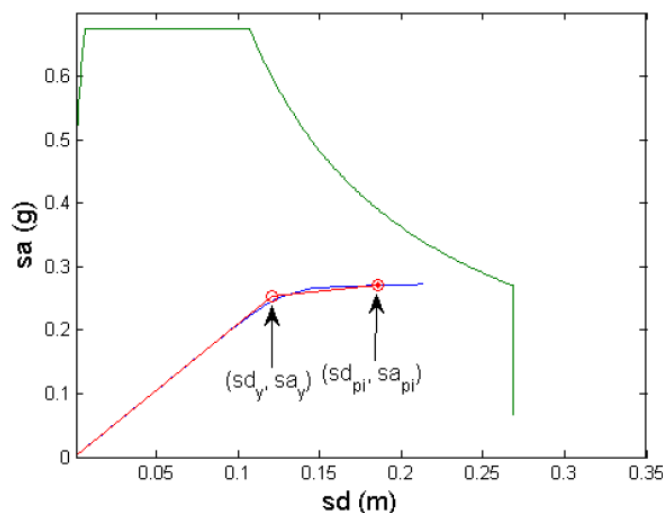
De uma maneira simplificada e observando a figura A.7, o deslocamento espectral esperado  $sd_e$ , alcançado pelo edifício é obtido pela interseção do espectro de resposta da ação sísmica e o espectro de capacidade d estrutura.

O método de aproximação linear equivalente, assume que a estrutura permanece em regime elástico, portanto, para obter o ponto de interseção é apenas necessário estender a secção linear do espectro de capacidade e interseção o espectro de ação sísmica, figura A.7-a. O ponto

de interseção será o ponto de capacidade por demanda, isto é, o deslocamento espectral esperado alcançado pelo edifício.

O método que considera a ductilidade da estrutura, figura A.7-b, considera um processo iterativo onde o espectro de resposta elástico é reduzido em função da ductilidade da estrutura, calculada a partir da forma bilinear do espectro de capacidade, (ATC-40, 1996). Este processo iterativo termina, quando o espectro de resposta elástico reduzido interseção o espectro de capacidade da estrutura, definindo o deslocamento espectral esperado. Desta maneira, Vargas, Y., F. (2013) apresenta de forma sucinta os passos necessários para obter o ponto de capacidade por demanda:

- 1) Obter o espectro de resposta elástica para um amortecimento de 5%, pelo EC8;
- 2) Transformar a curva de capacidade num espectro de capacidade;
- 3) Selecionar um ponto de partida de capacidade por demanda, dentro da curva de capacidade. No ATC-40 propõe-se que o ponto de capacidade por demanda seja o obtido pelo método de aproximação linear equivalente ou o último ponto da curva de capacidade;
- 4) Calcular a representação bilinear do espectro de capacidade para o ponto selecionado, tal como mostra a figura A.8.



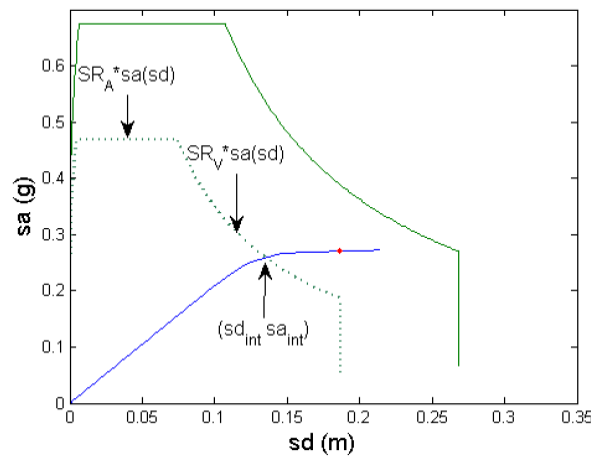
**Figura A.8- Forma bilinear para o ponto selecionado como primeiro passo da iteração, (Vargas, Y., F., 2013)**

- 5) Calcular os fatores de redução espectral a partir dos pontos mostrados na figura A.9 mediante as equações A.11 e A.12, (ATC-40), e reduzir o espectro de capacidade por estes valores como mostra a figura A.9.

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \left( \frac{63,7k(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right)}{2,12} \quad (\text{A.11})$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln \left( \frac{63,7k(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right)}{1,65} \quad (\text{A.12})$$

Onde,  $k$  é um fator de modificação do amortecimento que depende do tipo de comportamento estrutural que se encontra descrito no capítulo 8 do ATC-40. A partir destes fatores, reduz-se o espectro de demanda e calcula-se a interseção do espectro reduzido com o espectro de capacidade, como se mostra na figura A.9.



**Figura A.9- Ponto de cruzamento entre o espectro de demanda reduzido e o espectro de capacidade, (Vargas, Y., F., 2013)**

- 6) O passo seguinte é verificar se a seguinte condição de tolerância é cumprida:

$$|sd_{int} - sd_{pi}| < 0,05sd_{pi} \quad (\text{A.12})$$

- 7) Se o espectro de demanda reduzido não intersesta o espectro de capacidade com a tolerância dada, seleciona-se um novo ponto de capacidade inicial para as iterações, isto quer dizer, que se volta de novo ao passo 3. O ATC-40 sugere que o novo ponto de capacidade experimental seja o obtido no passo 5.
- 8) Finalmente, se o espectro de demanda reduzido intersesta com o espectro de capacidade com a tolerância dada pela equação A.12, o ponto de capacidade por demanda será o ponto de capacidade inicial selecionado, figura A.10. O deslocamento espectral máximo esperado na estrutura para a demanda sísmica selecionada no passo 1, corresponde ao deslocamento espectral associado ao ponto de capacidade por demanda.

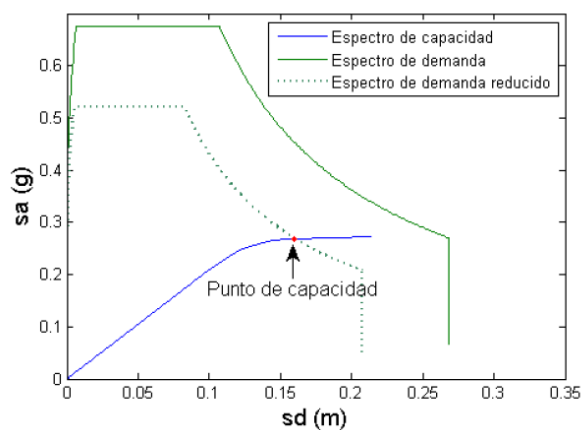


Figura A.10- Ponto de capacidade por demanda, (Vargas, Y., F., 2013)

